



**FACULTÉ DE GÉNIE  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE DALLES DE PONTS  
EN BÉTON ARMÉ DE BARRES EN PRF SOUMISES À DES CHARGES  
CONCENTRÉES SIMULANT LES CHARGES DE ROUES**

Thèse de doctorat es sciences appliquées (Ph.D.)  
Spécialité : génie civil

Kheireddine BOUGUERRA

Sherbrooke (Québec), Canada

Mars 2008



Library and  
Archives Canada

Bibliothèque et  
Archives Canada

Published Heritage  
Branch

Direction du  
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file    Votre référence*

*ISBN: 978-0-494-37951-6*

*Our file    Notre référence*

*ISBN: 978-0-494-37951-6*

**NOTICE:**

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

**AVIS:**

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

---

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

## RÉSUMÉ

Au cours des dernières années, la détérioration des structures en béton armé a pris une ampleur sans précédent, et ce, malgré le fait que leur durée de vie en service initialement prévue est loin d'être atteinte. La corrosion de l'armature d'acier est un des principaux facteurs réduisant la durée de vie des ponts en béton armé d'acier. Par ailleurs, l'armature en matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) constitue une solution à l'armature métallique afin de pallier au problème de la corrosion d'acier et à la détérioration des structures en béton armé. Aussi, les barres d'armature en matériaux composites de PRF possèdent une résistance en traction élevée (environ 2 à 6 fois la limite élastique de l'acier d'armature conventionnel), ce qui leur permet de constituer un renforcement structural attrayant pour les structures en béton. Le comportement d'éléments structuraux en béton armé de barres en PRF est différent de ceux en béton armé de barres d'acier. En effet, les barres en PRF possèdent un module d'élasticité relativement plus faible que celui de l'acier et ont des propriétés d'adhérence différentes de celles des barres d'acier. L'utilisation des barres d'armature en PRF pour armer les dalles de tabliers de ponts se concrétise de plus en plus avec l'avancement des recherches dans ce domaine.

La recherche entamée dans le cadre de cette thèse s'inscrit dans un programme de travaux réalisés au sein de la Chaire de recherche CRSNG/Industrie sur les Matériaux composites novateurs en PRF pour les infrastructures au département de génie civil à l'Université de Sherbrooke. Le comportement de membrures en béton armé de PRF soumis à des sollicitations mécaniques constitue un des principaux axes de recherche. Dans le cadre de cette thèse, une série d'essais a été effectuée sur huit dalles de ponts à confinement interne à grande échelle. Les paramètres des essais comprennent : 1) l'épaisseur de la dalle, 2) le type et le taux d'armature transversale de l'assemblage inférieur, 3) la résistance en compression du béton, et 4) le taux d'armature dans les autres directions (armatures transversale et longitudinale de l'assemblage supérieur et l'armature longitudinale de l'assemblage inférieur). Lors des essais de chargement, les dalles ont été

supportées par deux poutrelles métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et soumises à une charge statique concentrée sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm afin de simuler une charge de camion (87,5 kN – CL-625) et ce conformément au code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06]. Aussi, une analyse numérique du comportement des dalles testées sous charges est faite à l'aide d'un logiciel d'éléments finis ADINA version 8.2.

Les essais ont montré que toutes les dalles testées ont rompu par poinçonnement, peu importe le paramètre étudié. Aussi, une épaisseur de dalle de 175 mm répond aux exigences du Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06]. Par ailleurs, les résultats ont montré que la résistance en compression du béton est un paramètre qui influe sur la déflexion, les déformations dans les barres et l'ouverture de fissures. Enfin, les résultats des analyses numériques effectuées corroborent avec ceux obtenus expérimentalement.

**Mots clés :** Dalle de ponts en béton, armature de PRF, charges statiques, flexion, déformations, poinçonnement, éléments finis.



## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier mon directeur de thèse le Professeur Brahim Benmokrane de m'avoir accepté dans son groupe de recherche et pour ses judicieux conseils qui ont été essentiels pour réaliser cette thèse.

J'adresse aussi de vifs remerciements aux Dr. Brahim Tighiouart et Dr. Ehab El-Salakawy pour leurs précieux conseils.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont aidé de proche ou de loin à concrétiser ce travail de recherche et en particulier les techniciens Simon Sindayigaya et François Ntacorigira, les membres du groupe de recherche du Professeur Benmokrane, et M. Zoubir Cherrak et M. Abdallah Yahiaoui pour leur aide et précieux conseils.

J'aimerais également remercier les organisations suivantes pour leurs contributions à la réalisation de cette recherche: 1) le ministère des Transports du Québec; 2) Pultrall Inc., (Thetford Mines, Québec); 3) le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et 4) le Réseau Canadien de Centres d'excellences sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés ISIS-Canada (Winnipeg, Manitoba).

Finalement, j'aimerais remercier tous les membres du jury qui me font l'honneur d'avoir accepté de lire et d'évaluer ma thèse.

# TABLES DES MATIÈRES

RÉSUMÉ .....	ii
REMERCIEMENTS .....	iv
TABLES DES MATIÈRES .....	v
LISTE DES FIGURES .....	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	xii

## 1. INTRODUCTION

1.1 Généralités .....	1
1.2 Propriétés des matériaux composites de PRF utilisés en construction .....	4
1.2.1 Introduction.....	4
1.2.2 Le renfort fibreux.....	5
1.2.3 La matrice .....	9
1.2.4 Les barres d'armature de PRF.....	10
1.3 Contexte de l'étude .....	11
1.4 Objectifs de la thèse .....	13
1.5 Organisation de la thèse .....	14

## 2. ÉTAT DE CONNAISSANCES

2.1 Introduction.....	16
2.2 Conception des dalles de tablier de pont.....	18
2.2.1 Calcul de flexion.....	18
2.2.2 Calcul par la méthode empirique .....	19
2.3 Dalles de tabliers de ponts en béton à armé de PRF .....	23
2.3.1 Chapitre 16 du Code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06] .....	23
2.3.2 Comparaison entre sections en béton armé de PRF et celles en béton armé d'acier .....	24
2.4 Études antérieures sur les dalles de tablier de ponts et les dalles bidirectionnelles armées de PRF .....	25
2.4.1 Dalles de tabliers de ponts renforcées avec des barres de PRF .....	25
2.4.2 Dalles bidirectionnelles en béton armé avec des barres de PRF.....	29
2.5 Rupture par poinçonnement.....	33
2.6 Modèles de calcul de la capacité portante des dalles en béton .....	36
2.7 Calcul de la résistance au poinçonnement de dalles armées d'acier selon les guides et codes.....	41
2.7.1 Code ACI (ACI-318-2005).....	41
2.7.2 Code CSA (A23.3-04) .....	42
2.7.3 Standard Britannique (BS 8110, 1997).....	43
2.8 Modèles de calcul de la résistance au poinçonnement pour les dalles bidirectionnelles en béton armé de PRF.....	44
2.8.1 Modèle japonais (JSCE 1997) .....	44
2.8.2 Modèle proposé par El-Ghandour et al. (1999) .....	45
2.8.3 Modèle proposé par Mattys et Taerwe (2000).....	46
2.8.4 Modèle proposé par Ospina et al. (2003).....	47

2.8.5	Modèle proposé par El-Gamal et al. (2005).....	47
2.8.6	Modèle d' ACI 440.1R-06 (2006) .....	48

### **3.PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

3.1	Généralités .....	50
3.2	Propriétés des matériaux .....	50
3.2.1	Propriétés du béton .....	50
3.2.2	Propriétés de l' armature en acier .....	51
3.2.3	Propriétés de l' armature en PRF .....	51
3.3	Échantillons d'essai .....	53
3.3.1	Généralités .....	53
3.3.2	Dalles d'essai .....	54
3.4	Fabrication des échantillons d'essai.....	60
3.4.1	Coffrage .....	60
3.4.2	Préparation des armatures et coulage du béton.....	61
3.4.3	Instrumentation des dalles.....	63
3.5	Dispositif et procédure d'essais .....	67

### **4.PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS**

4.1	Introduction.....	71
4.2	Comportement général des dalles .....	72
4.2.1	Comportement en déflexion.....	72
4.2.2	Capacité ultime et mode de rupture .....	72
4.2.3	Déformations des armatures et du béton.....	73
4.2.4	Largeurs et réseaux des fissures.....	74
4.3	Effet de l' épaisseur de la dalle .....	75
4.3.1	Introduction.....	75
4.3.2	Comportement charge-déflexion .....	76
4.3.3	Capacité ultime et mode de rupture .....	79
4.3.4	Déformations des armatures et du béton.....	81
4.3.5	Largeurs et réseaux de fissures .....	86
4.3.6	Conclusions partielles .....	89
4.4	Effet du type d' armature .....	91
4.4.1	Introduction.....	91
4.4.2	Comportement en déflexion.....	92
4.4.3	Capacité ultime et mode de rupture .....	96
4.4.4	Déformations des armatures et du béton.....	99
4.4.5	Largeurs et réseaux de fissures .....	104
4.4.6	Conclusions partielles .....	107
4.5	Effet de la résistance du béton .....	109
4.5.1	Introduction.....	109
4.5.2	Comportement en déflexion.....	109
4.5.3	Capacité ultime et mode de rupture .....	112
4.5.4	Déformations des armatures et du béton.....	114
4.5.5	Largeurs et réseaux de fissures .....	118
4.5.6	Conclusions partielles .....	121

4.6	Effet de la combinaison du faible taux d'armature avec un béton ordinaire de résistance à la compression élevée.....	123
4.6.1	Introduction.....	123
4.6.2	Comportement à la déflexion.....	123
4.6.3	Capacité ultime et mode rupture.....	126
4.6.4	Déformation des armatures et du béton.....	128
4.6.5	Largeurs et réseaux de fissuration.....	133
4.6.6	Conclusions partielles.....	136
4.7	Effet du recouvrement des armatures.....	138
4.7.1	Introduction.....	138
4.7.2	Comportement en déflexion.....	138
4.7.3	Capacité ultime et mode de rupture.....	140
4.7.4	Déformations des armatures et de béton.....	142
4.7.5	Largeurs et réseaux de fissuration.....	147
4.7.6	Conclusions partielles.....	150
4.8	Comparaison entre les capacités portantes des dalles et les différents modèles prédictifs.....	151

## 5. ANALYSES NUMÉRIQUES

5.1	Introduction.....	154
5.2	Le programme d'éléments finis.....	154
5.2.1	Modèle du béton.....	155
5.2.2	Modèle de l'armature.....	156
5.3	Modélisation des éléments de dalles.....	157
5.3.1	Le béton.....	157
5.3.2	Les barres d'armature.....	158
5.4	Validation du modèle.....	159
5.5	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux.....	161
5.5.1	Introduction.....	161
5.5.2	Comportement en déflexion et charge de rupture.....	161
5.5.3	Déformations dans les barres d'armature.....	165
5.5.4	Conclusions partielles.....	169

## 6. CONCLUSIONS

6.1	Introduction.....	170
6.2	Études expérimentales.....	170
6.2.1	Effet de l'épaisseur de la dalle.....	170
6.2.2	Effet du type d'armature.....	172
6.2.3	Effet de la résistance à la compression du béton.....	173
6.2.4	Effet d'un taux d'armature principale réduit.....	174
6.2.5	Effet du recouvrement de sable des barres d'armature en PRF.....	175
6.3	Études numériques.....	176
6.4	Recommandations pour des études futures.....	178

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	179
----------------------------------	-----

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b>	Courbes contrainte-déformation pour chaque type de fibre et de l'acier.....	8
<b>Figure 1.2</b>	Courbes contraintes-déformations des PRF, des fibres et de la matrice.....	11
<b>Figure 2.1</b>	Armature dans la dalle de tablier coulée en place (Méthode empirique, [article 8.18.4.2a du [CAN/CSA-S6-06]]) .....	22
<b>Figure 2.2</b>	Armature calculée à l'aide de la méthode de calcul empirique .....	22
<b>Figure 2.3</b>	Comparaison entre deux sections en béton armé de la même quantité en PRF et en acier .....	26
<b>Figure 2.4</b>	Le modèle à échelle réelle de la dalle de pont testé par Hassan et al.(2000).....	27
<b>Figure 2.5</b>	Le modèle à échelle réelle de la dalle de pont testé par Khanna et al.(2000).....	28
<b>Figure 2.6</b>	Modèle à échelle réelle d'une dalle du tablier de pont testée par Rahman et al. (2000) .....	29
<b>Figure 2.7</b>	Rupture par poinçonnement d'une dalle en béton armé .....	34
<b>Figure 2.8</b>	Le modèle physique de Kinnunen et Nylander a) coupe à travers la dalle axisymétrique b) segment de dalle avec forces agissantes [Kinnunen 1960] .....	38
<b>Figure 2.9</b>	Réseau de fissuration de la dalle idéalisée .....	39
<b>Figure 3.1</b>	Photo montrant les différents types d'armature en PRFV utilisées .....	53
<b>Figure 3.2</b>	Un échantillon d'essai comme une partie d'un tablier de pont.....	55
<b>Figure 3.3</b>	Dimensions des dalles d'essais .....	54
<b>Figure 3.4</b>	Détails de l'armature des dalle D-Ac et D-C .....	56
<b>Figure 3.5</b>	Détails de l'armature des dalle D-V1, D-V2, D-V3, et D-4 .....	57
<b>Figure 3.6</b>	Détails de l'armature des dalle D-V5, et D-6 .....	58
<b>Figure 3.7</b>	Schéma du coffrage.....	60
<b>Figure 3.8</b>	Photos montrant une dalle : a) avant le coulage du béton et b) après le coulage du béton .....	62
<b>Figure 3.9</b>	Localisations des jauges les lits d'armature supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai .....	64
<b>Figure 3.9</b>	(suite) Localisations des jauges sur les lits d'armature supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai .....	65
<b>Figure 3.9</b>	(suite) Localisations des jauges sur les lits d'armature supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai .....	66
<b>Figure 3.10</b>	Localisations des jauges de béton sur la surface supérieure des dalles .....	66
<b>Figure 3.11</b>	Localisation des LVDTs sur la surface supérieure de dalles d'essai.....	67
<b>Figure 3.12</b>	Photo montrant un LVDT à haute précision pour mesurer l'ouverture de fissures sur la face inférieure des dalles.....	67
<b>Figure 3.13</b>	Dispositif d'essai.....	68
<b>Figure 3.14</b>	Photo montrant des boulons de fixation des dalles d'essai sur les poutres de support .....	69
<b>Figure 3.15</b>	a) Photo montrant la dalle (D-V2) lors de l'essai et b) dessin en 3-D d'une dalle sur le dispositif d'essai.....	70

<b>Figure 4.1</b>	Photos montrant; a) Les deux différentes formes de la zone de rupture de la surface supérieure et b) La forme circulaire de la zone de rupture de la surface inférieure.....	73
<b>Figure 4.2</b>	Réseau de fissuration typique à la rupture des dalles testées.....	75
<b>Figure 4.3a</b>	Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V1 .....	78
<b>Figure 4.3b</b>	Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V2.....	78
<b>Figure 4.3c</b>	Comparaison entre les deux courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-V1 et D-V2 à la localisation n° 3 .....	78
<b>Figure 4.4</b>	Profils de déflexion le long de l'axe a) transversal, b) longitudinal de la dalle D-V2.....	79
<b>Figure 4.5</b>	Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1 et b) D-V2 .....	81
<b>Figure 4.6</b>	Courbes charge-déformation maximale du béton des dalles D-V1 et D-V2.....	84
<b>Figure 4.7</b>	Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-V1 et D-V2.....	84
<b>Figure 4.8</b>	Courbes Charge-Déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V2.....	85
<b>Figure 4.9</b>	Courbes Charge-Longueur de fissure pour les dalles D-V1 et D-V2.....	87
<b>Figure 4.10a</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-Ac.....	94
<b>Figure 4.10b</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V1.....	94
<b>Figure 4.10c</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-C.....	94
<b>Figure 4.10d</b>	Comparaison entre les trois courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-Ac, D-V1, et D-C .....	95
<b>Figure 4.11</b>	Profils de déflexion le long des axes a) transversale, b) longitudinal de la dalle D-Ac .....	95
<b>Figure 4.12</b>	Profils de déflexion le long des axes a) transversale, b) longitudinal de la dalle D-C .....	96
<b>Figure 4.13</b>	Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-Ac, b) D-V1 et c) D-C.....	98
<b>Figure 4.14</b>	Courbes Charge-Déformation maximale du béton des dalles D-Ac, D-V1 et D-C.....	101
<b>Figure 4.15</b>	Courbes Charge-Déformation maximale des armatures des dalles D-Ac, D-V1 et D-C.....	101
<b>Figure 4.16</b>	Courbes Charge-Déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-Ac, D-V1, et D-C.....	103
<b>Figure 4.17</b>	Courbes Charge-Ouverture de fissure pour les dalles D-Ac, D-V1, et D-C.....	105
<b>Figure 4.18a</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-A4.....	111

<b>Figure 4.18b</b>	Comparaison entre les deux courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-V1 et D-V4 .....	111
<b>Figure 4.19</b>	Profils de déflexion le long des axes de la dalle D-A4 a) transversal, b) longitudinal .....	112
<b>Figure 4.20</b>	Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1 et b) D-V4 .....	113
<b>Figure 4.21</b>	Courbes Charge-Déformation maximale du béton des dalles D-A1 et D-V4 .....	114
<b>Figure 4.22</b>	Courbes Charge-Déformation maximale des armatures de dalles D-V1, D-V4 .....	115
<b>Figure 4.23</b>	Courbes Charge-Déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V4 .....	117
<b>Figure 4.24</b>	Courbes Charge-Ouverture de fissure pour les dalles D-V1 et D-V4 .....	119
<b>Figure 4.25a</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V5 .....	125
<b>Figure 4.25b</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V6 .....	125
<b>Figure 4.25c</b>	Comparaison entre les trois courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-V1, D-V4, et D-V6 .....	125
<b>Figure 4.26</b>	Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1, b) D-V5 et c) D-V6 .....	127
<b>Figure 4.27</b>	Courbes Charge-Déformation maximale du béton des dalles D-V1 D-V5 et D-V6 .....	128
<b>Figure 4.28</b>	Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-V1, D-V5 et D-V6 .....	130
<b>Figure 4.29</b>	Courbes Charge-Déformation de des barres d'armature dans les dalles D-V1, D-V5 et D-V6 .....	132
<b>Figure 4.30</b>	Courbes Charge-Longueur de fissure pour les dalles D-V1 et D-V4 .....	134
<b>Figure 4.31a</b>	Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V3 .....	140
<b>Figure 4.31b</b>	Comparaison entre les deux courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-V1 et D-V3 .....	140
<b>Figure 4.32</b>	Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1 et b) D-V3 .....	142
<b>Figure 4.33</b>	Courbes Charge-Déformation maximale du béton des dalles D-V1 et D-V3 .....	143
<b>Figure 4.34</b>	Courbes Charge-Déformation maximale des armatures des dalles D-V1 et D-V3 .....	144
<b>Figure 4.35</b>	Courbes Charge-Déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V3 .....	146
<b>Figure 4.36</b>	Courbes Charge-Longueur de fissure pour les dalles D-V1 et D-V4 .....	148
<b>Figure 5.1</b>	Relation uni-axiale contrainte-déformation utilisée dans le modèle de béton .....	155
<b>Figure 5.2</b>	Enveloppe de rupture bi-axiale de béton en compression .....	156
<b>Figure 5.3</b>	Génération d'encastremements entre les coins d'un élément solide et un élément treillis .....	157

<b>Figure 5.4</b>	Élément à 27 nœuds .....	158
<b>Figure 5.5</b>	Conventions utilisées pour les cordonnées et les déplacements nodaux de l'élément solide 3-D .....	158
<b>Figure 5.6</b>	Éléments solide 3-D, barre en 3-D treillis .....	159
<b>Figure 5.7</b>	Quart de dalle modélisé avec ADINA .....	160
<b>Figure 5.8</b>	Maillage du quart de la dalle S-G3 .....	160
<b>Figure 5.9</b>	Déflexion du quart de la dalle S-G3 avant la rupture .....	160
<b>Figure 5.10</b>	Courbes charge-déflexion maximale, numérique et expérimentale, des dalles a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, f) D-C, et g) D-Ac .....	163
<b>Figure 5.10</b>	(suite) Courbes charge-déflexion maximale, numérique et expérimentale, des dalles a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6 et f) D-C .....	164
<b>Figure 5.11</b>	Courbes charge-déformation d'armature maximale, numérique et expérimentale, des dalles : a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6 et f) D-C .....	166
<b>Figure 5.11</b>	(suite) Courbes charge-déformation d'armature maximale, numérique et expérimentale, des dalles : a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, et f) D-C .....	167



## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1</b>	Ponts en béton armé de barres en PRF.....	3
<b>Tableau 1.2</b>	Propriétés mécaniques des fibres et de l'acier .....	8
<b>Tableau 1.3</b>	Propriétés mécaniques des barres en PRF .....	11
<b>Tableau 3.1</b>	Propriétés mécaniques des 3 types de barres d'armature.....	52
<b>Tableau 3.2</b>	Détails de l'armature des dalles et la résistance de béton ainsi que l'épaisseurs de ces dalles .....	59
<b>Tableau 4.1</b>	Résistance en compression du béton et détails de l'armature des deux dalles D-V1, D-V2 et GS3 .....	88
<b>Tableau 4.2</b>	Résumé de résultats des tests (effet de l'épaisseur).....	88
<b>Tableau 4.3</b>	Résistance en compression du béton et détails de l'armature des trois dalles D-Ac,D-V1, et D-C .....	106
<b>Tableau 4.4</b>	Résumé de résultats des tests (effet du type d'armature).....	106
<b>Tableau 4.5</b>	Résistance en compression du béton et détails de l'armature des deux dalles D-V1 et D-V4 .....	120
<b>Tableau 4.6</b>	Résumé de résultats des tests (effet de la résistance en compression du béton) .....	120
<b>Tableau 4.7</b>	Résistance en compression du béton et détails de l'armature des trois dalles D-V1, D-V5, et D-V6 .....	135
<b>Tableau 4.8</b>	Résumé de résultats des tests (effet du type d'armature).....	135
<b>Tableau 4.9</b>	Résistance en compression du béton et détails de l'armature des deux dalles D-V1 et D-V3 .....	149
<b>Tableau 4.10</b>	Résumés de résultats des tests (effet de taux d'armature + résistance du béton) .....	149
<b>Tableau 4.11</b>	Capacités portantes des dalles de tabliers de ponts obtenues expérimentalement et avec les modèles prédictifs.....	152
<b>Tableau 5.1</b>	Propriétés des dalles modélisées par éléments finis .....	161
<b>Tableau 5.2</b>	Sommaire des résultats expérimentaux et analytiques.....	168

# **CHAPITRE 1**

## **INTRODUCTION**

### **1.1 Généralités**

La durée de vie de la plupart des infrastructures en béton armé comme les ponts, les stationnements et les constructions marines, se trouve considérablement réduite dû au phénomène de la corrosion des armatures d'acier. Ce phénomène, qui est accentué par l'utilisation de sels de déglacage, la présence de cycles de gel/dégel et l'augmentation du flux de circulation, est d'autant plus important au Canada où les conditions climatiques sont rigoureuses. Au cours des dernières années, la détérioration des structures en béton armé a pris une ampleur sans précédent et ce malgré le fait que leur durée de service initialement prévue soit loin d'être atteinte. À titre indicatif, le service d'entretien du ministère des Transports du Québec (MTQ) réserve plus de la moitié de son budget à la réparation des structures en béton dont l'endommagement est causé par la corrosion des armatures d'acier [Masmoudi, 1995]. Selon le MTQ, la valeur à neuf des 4200 ponts dont il a la responsabilité est de l'ordre de sept milliards de dollars [Picard, 2003]. Au Canada, le coût de réparation des stationnements étagés est estimé à dix milliards de dollars et plus de 74 milliards de dollars pour toutes les infrastructures en béton. Aux États-Unis, le coût de réparation des ponts autoroutiers est estimé à plus de 50 milliards de dollars et 300 milliards de dollars pour toutes les structures en béton. Des problèmes de corrosion excessifs existent aussi dans les pays du Golf persique à cause du climat marin et de l'humidité élevée [ISIS, 2003].

Pour remédier à ce problème et augmenter la durée de vie des structures en béton, plusieurs travaux de recherche ont été entrepris afin de protéger les armatures de la corrosion et par conséquent diminuer le coût de maintenance. La diminution de la porosité du béton, la protection de l'acier par une couche d'époxyde, l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement et la prise de mesures de protection cathodique sont les principales solutions qui ont été utilisées pour retarder la corrosion et l'éclatement du

béton [Clarke, 1993]. Cependant, aucune de ces techniques n'a apportée une solution à long terme alors que l'industrie de la construction est dans le besoin immédiat d'un matériau non corrosif en remplacement de la barre conventionnelle en acier.

Une solution très innovatrice et efficace pour éliminer le problème à la source consiste en l'utilisation de barres d'armature en matériaux composites de Polymères Renforcés de Fibres (PRF). De part leur composition non métallique, ils sont non corrosifs, ce qui constitue un atout majeur par rapport à l'acier. En plus, elles possèdent des propriétés physiques et mécaniques supérieures à l'acier, telle qu'une grande résistance à la traction, un faible poids et une neutralité électromagnétique. Ces propriétés sont avantageuses pour améliorer la durabilité des dalles de ponts en béton [Labossière 1993, Speisser 1994, Gangarao et al. 1995, El-Salakawy et Benmokrane 2003, El-Salakawy et al. 2004, El-Ragaby 2004].

Une collaboration entre la Chaire CRSNG-industrie sur les matériaux composites novateurs en polymères renforcés de fibres (PRF) pour les infrastructures du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke et le ministère des Transports du Québec a été mise en place pour développer et introduire des barres d'armature en PRF dans les dalles de ponts en béton. Par l'entremise de cette collaboration, plusieurs dalles de ponts à confinement interne en PRF ont été construites au cours des dernières années (pont Wotton 2001, pont Magog 2002, pont Morristown 2002, pont Cookshire-Eaton 2004, pont Val-Alain 2004, et pont de Melbourne 2005) [El-Gamal 2005]. Des données relatives à ces ponts sont illustrées dans le Tableau 1.1.

**Tableau 1.1** Ponts en béton armé de barres en PRF

Pont	Année de construction	Dalle du pont			Trafic (véhicule /jour)	Classification
		Épaisseur (mm)	Travée (m)	Armature dans la direction transversale		
Wotton	2001	200	2,6	3 No.10 @90 mm (carbone 1,50%)	<1000	Rural
Magog	2002	220	2,85	3 No.10@90 mm (carbone 1,34%)	35000	Autoroute
Morristown	2002	230	2,36	No.19@100 mm (Verre 1,65%)	7000	Urbain
Cookshire	2004	200	2,7	No.19@100 mm (Verre 1,40%)	27000	Urbain
Val-Alain	2004	225	3,15	No.19@125 mm (Verre 1,35%)	> 35000	Autoroute
Melbourne	2005	200	3,15	No.16@100 mm (Verre 1,20%)	> 35000	Autoroute

On peut noter au tableau 1.1 que les taux d'armature dans la direction transversale inférieure des trois premiers ponts (ponts Wotton, Magog et Morristown) sont 1,5% (PRF de carbone), 1,34% (PRF de carbone) et 1,65% (PRF de verre). Le calcul des dalles de ces trois ponts était basé principalement sur les résultats d'essais de flexion effectués sur des dalles unidirectionnelles en béton effectués par notre groupe de recherche [El-Salakawy 2002]. Cependant, pour ce type de ponts (pont à dalle sur poutres avec un rapport travée/épaisseur inférieur à 15), la dalle en béton se comporte différemment. Cela est dû à la continuité dans les deux directions et le confinement latéral des poutres du tablier. En plus, les déformations mesurées dans les barres en PRF sous des conditions de service réelles lors des essais de chargement effectués sur ces ponts étaient beaucoup inférieures à celles obtenues par calcul en utilisant la méthode de calcul de flexion [El-Salakawy et al. 2003]. Il est actuellement établi que ce type de pont a un comportement différent dû au développement d'effet d'arche. L'effet d'arche est le résultat des forces de confinement latéral appliquées sur la dalle du pont dû à sa continuité et l'action monolithique des poutres de support [Fang et al. 1990b, Kuang et Morely 1992, Grady et al. 2002].

Ainsi, il a été décidé d'étudier le comportement des dalles de ponts en béton à confinement interne en PRFV sous charges concentrées. Il s'agissait en particulier d'évaluer l'influence du taux d'armature sur leur comportement en vue d'une optimisation. Comme résultats de recherche, le taux d'armature transversale inférieure de barres en PRFV dans chacun des trois derniers ponts du tableau 1.1 (Cookshire-Eaton, Val-Alain et Melbourne) a été réduit à 1,4 %, 1,35 %, et 1,2 %, respectivement.

En outre, il y a un manque quant aux modèles de calcul et de prédiction liés à la capacité ultime des dalles de pont et les dalles bidirectionnelles en béton armé de PRF soumise à des charges concentrées. Les modèles des calculs actuels formulés dans le CSA-A23.3 2004, l'ACI 318-05 2005 et le BS 8110-97 1997, entre autres, sont basés sur des tests effectués sur des dalles en béton armé d'acier. Compte tenu de l'utilisation accrue des barres d'armature en PRF et dans le but d'améliorer les connaissances dans ce domaine, il est nécessaire d'étudier expérimentalement et analytiquement le comportement de dalles de ponts en béton armé de PRF sous charges concentrées.

## **1.2 Propriétés des matériaux composites de PRF utilisés en construction**

### **1.2.1 Introduction**

Les matériaux composites sont reconnus comme étant la combinaison de deux ou plusieurs constituants de nature et de composition différentes, et qui, contrairement aux composées chimiques, possèdent des zones identifiables à chacun de ces constituants.

Pour ce qui est des matériaux composites de PRF, ils sont constitués d'un renfort fibreux protégé et supporté par une résine appelée matrice. Il y a plusieurs types de fibres et de matrices. Les produits en PRF diffèrent d'une façon significative dépendamment des fibres, de la matrice et du rapport volumétrique des fibres. Les produits typiques de renfort de PRF sont des treillis, des barres, des tissus et des lamelles.

Ces nouveaux matériaux montrent des propriétés très avantageuses, telles qu'une grande rigidité et résistance à la traction. Dans le cas de la fibre de carbone, la résistance est de l'ordre de 6 à 8 fois plus grande que celle de l'acier d'armature conventionnelle. Les

matériaux composites sont très légers, ce qui facilite beaucoup leur manutention sur les chantiers. Ils possèdent aussi une très grande durabilité car ils ne sont pas affectés par le problème de corrosion électrochimique que l'on rencontre avec l'acier.

Le comportement mécanique des armatures en PRF diffère de celui de l'armature conventionnelle (armature en acier). De plus, les matériaux de FRP présentent une résistance à la traction élevée qui les rend appropriés pour l'usage en tant que renfort structural [ACI 440 ; El-Badry 1996 ; Benmokrane et Rahman 1998 ; Saadatmanesh et Ehsani 1998].

L'utilisation des barres en PRF comme renfort interne est nouvellement introduite au génie civil, spécialement dans les dalles de ponts. Plusieurs ouvrages ont été construits en utilisant cette technologie au Japon, aux États Unis et au Canada.

### **1.2.2 Le renfort fibreux**

Il existe différentes sortes de renfort, et selon chaque renfort, les caractéristiques du matériau composite changent. D'ailleurs, il existe différents types du même renfort.

Dans le cas où les fibres fournissent une fonction de renfort, le volume des fibres devrait être supérieur à 10 % [ACI, 1995]. Les propriétés mécaniques du produit final dépendent de la qualité des fibres, de leur orientation, de leur forme et du rapport volumique, de l'adhésion et du procédé de fabrication. Ce que signifie qu'un simple mélange de fibres et de résine ne garantit pas une qualité du produit.

Les principales fibres ayant fait l'objet d'études au cours des dernières années sont :

- Les fibres de verre;
- Les fibres d'aramide;
- Les fibres de carbone;
- Les fibres de bore et
- Les fibres de céramique.

Seules, les fibres de verre, les fibres d'aramide et les fibres de carbone sont exploitées ou utilisées dans différentes constructions en génie civil.

#### **1.2.2.1 Fibre de verre**

La fibre de verre est la fibre la plus utilisée dans la majorité des applications. Sa large gamme de propriétés, son rapport résistance/ coût élevé, sa disponibilité et sa facilité de mise en œuvre font d'elle la fibre la plus utilisée dans l'industrie. Généralement, les types de verre les plus utilisés pour les renforcements en composite sont le verre E et le verre S.

**Le verre E :** La lettre E désigne électrique, représente environ 80 à 90% des productions commerciales des fibres de verre. La propriété chimique de la fibre améliore sa résistivité à l'humidité et à la surface [Mallick 1988]. Elle possède une bonne résistance aux alcalis et aux acides.

**Le verre S :** La lettre S désigne *Strength* en anglais, ce type de fibre de verre est plus dispendieux, on l'utilise dans les applications nécessitant une bonne résistance mécanique ou encore demandant une performance accrue aux températures élevées ou à la fatigue. Le verre S est plus sensible aux alcalis que le verre E.

Les avantages des fibres de verre se résument dans les points suivants; coût faible relativement aux autres fibres, grande résistance en tension et aux produits chimiques, excellent isolant, excellente résistance aux impacts et bonne fiabilité.

#### **1.2.2.2 Fibres d'aramide**

Les fibres d'aramide sont cinq fois plus résistantes que l'acier pour un même poids et dix fois plus résistantes que l'aluminium. Comme les fibres de verre, les fibres d'aramide possèdent plusieurs types tels que les fibres de Kevlar qui sont les premières à être commercialisées. Les applications de ce type de fibres sont limitées aux pneus, tuyaux, câbles et toute application nécessitant de très hautes résistances à la traction. On peut citer trois types de fibre d'aramide, soit les fibres Kevlar qui se classe en trois catégories Kevlar 149, 49, et 29. Chaque catégorie diffère des autres par son module d'élasticité, les

fibres Twaron qui peuvent être aussi classées en trois catégories selon leurs modules d'élasticité, élevé, intermédiaire et normal, et enfin les fibres Technora.

Les fibres d'aramide se caractérisent par les avantages suivants : haute résistance spécifique à la traction, faible masse volumique, excellente résistance à l'impact et au choc, isolant thermique magnétique, bon amortissement des vibrations, haute stabilité thermique, grande rigidité, bonnes résistances aux hydrocarbures, aux solvants et aux lubrifiants et bonnes résistances à l'usure. Cependant, les fibres d'aramide montrent de faibles résistances à la compression, à la flexion et au flambage, une imprégnation difficile avec les résines, un usinage difficile, une mauvaise résistance aux acides et bases fortes, une sensibilité au cisaillement inter-laminaire, une sensibilité aux rayons UV et une absorption d'humidité importante.

#### ***1.2.2.3 Fibres de carbone***

Les fibres de carbone de leurs caractéristiques (très haute résistance) gagnent de plus en plus de popularité en dehors des industries habituelles. Les produits de carbone sont de plus en plus disponibles sur le marché pour des applications de génie civil.

Comme les autres types de fibres, celles de carbone se différencient selon le précurseur PITCH (fibres isotropiques) et PAN (fibres polyacrylonitrile) et selon le module d'élasticité (faible, intermédiaire, élevé et très élevé).

La structure des fibres consiste en un mélange de carbone amorphe et de carbone graphiteux donnant au matériau une très haute rigidité. Ces fibres sont caractérisées par des propriétés physiques et mécaniques anisotropes à cause de la disposition cristallographique parallèle des atomes de carbone. Les fibres de carbone sont produites principalement à partir de deux types de précurseurs : PAN et PITCH, comme précisé plus haut.

Les points forts des fibres de carbone se résument comme suit; grande résistance en tension, en compression et à la fatigue, excellente tenue à la température, excellente

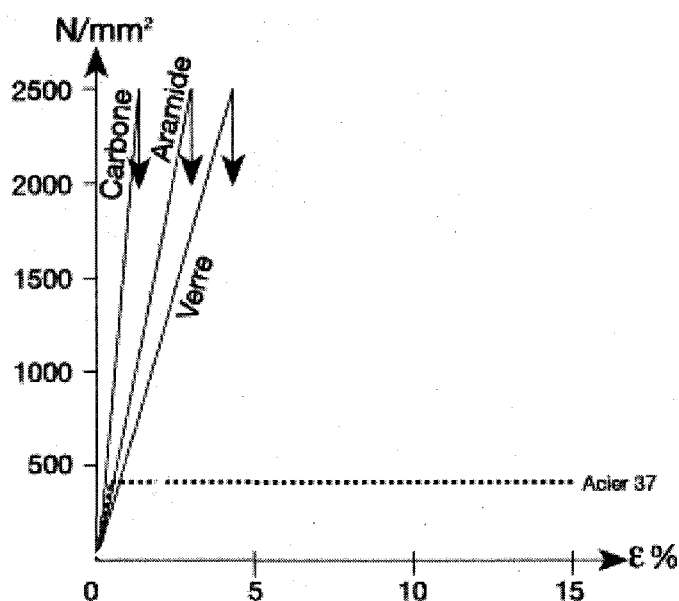


rigidité, bonnes conductivités électrique et thermique, insensibilité à l'humidité et aux rayures, faible coefficient de dilatation et facilité d'usinage de ce type de fibres. Cependant, les points faibles se résument comme suit : coût élevé, difficilement imprevénable, corrosion par pile galvanique avec les métaux, sensibilité à l'impact et à l'abrasion, faible ténacité, mauvais isolant, faible allongement et rayon de courbure.

Le module d'élasticité et la résistance à la traction des trois principales fibres ainsi que de l'acier sont donnés dans le Tableau 1.2. Les courbes contrainte-déformation de ces fibres et de l'acier sont illustrées dans la figure 1.1.

**Tableau 1.2** Propriétés mécaniques des fibres et de l'acier [ISIS-M03-01, 2001]

Type de fibre	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Carbone	240-640	2500-4000
Aramide	124	3000-4000
Verre	65-70	1700-3000
Acier	200	250-550



**Figure 1.1** Courbes contrainte-déformation pour chaque type de fibre et de l'acier [ISIS-M03-01, 2001]

### **1.2.3 La matrice**

La deuxième composante principale des matériaux composites de PRF est la matrice. Les rôles de la matrice sont de maintenir les fibres en position, de transmettre et de distribuer les sollicitations mécaniques extérieures au renfort, de fournir un support latéral agissant contre le voilement des fibres sous compression et de protéger les fibres contre les abrasions mécaniques et les conditions environnementales. Une matrice doit posséder une elongation à la rupture supérieure à celle des fibres de sorte à ne pas les exposer inutilement et à être pleinement efficace. La matrice doit imprégner totalement les fibres. La matrice ne doit pas subir de retrait significatif lors de la polymérisation. Elle joue un rôle mineur quant au support de la charge mais elle détermine souvent les températures d'utilisation et la résistance au milieu environnant.

On retrouve plusieurs types de matrice les principales sont : les polymériques, les métalliques et les céramiques [Mallick, 1988]. Les matrices des PRF sont toutes des polymères organiques. Un polymère est une molécule à longue chaîne faite de plusieurs (poly) petites unités (mère) récurrentes (entre  $10^3$  et  $10^6$ ) unies les unes aux autres bout à bout. Ces molécules sont enchevêtrées au hasard, à la façon des spaghettis après cuisson. Les matrices en polymère se divisent en deux grandes classes : les thermodurcissables (TD) et les thermoplastiques (TP). Les différents types de matrices envisagées à ces jours sont : l'époxy, le polyester et le vinylester.

#### ***1.2.3.1 Polymères thermodurcissables***

Ce type de matrice s'appelle généralement résine, et elle est la plus utilisée dans les applications de composites structurales. Parmi celles-ci on retrouve les polyesters, les vinylesters et les époxydes qui sont les formes les plus répandues. Elles ont une masse moléculaire moins élevée et une faible viscosité [ACI, 1995]. Aussi, elles forment une structure rigide à trois dimensions et une fois fixées elles ne peuvent pas se reformer après application de la chaleur ou d'une pression. Ces matériaux ont une bonne stabilité thermique, une bonne résistance chimique et une relaxation de contraintes faibles. Cependant, leur courte durée de vie et le temps de fabrication assez long sont leurs deux

désavantages majeurs.

### ***1.2.3.2 Polymères thermoplastiques***

Les matrices de polymères thermoplastiques sont faites de molécules de forme linéaire. Elles sont maintenues en place par des liens secondaires faibles qui peuvent être détruits par chauffage ou pression. Après refroidissement, la matrice redevient solide. Ce type de polymères peut donc être reformé par chauffage autant de fois, bien que ce processus mène à une dégradation de leurs propriétés mécaniques. Les polymères TP possèdent une résistance aux impacts et aux bris, leur conférant une excellente tolérance aux dommages, ainsi qu'une meilleure résistance à la micro fissuration. De plus ils possèdent les avantages suivants : grande ténacité, fabrication rapide, remoulage possible et facilité de réparation et de manipulation [Ralph et al. 1999, ACI 440 1996].

Le choix d'une résine doit être fait avec une grande attention puisque ce choix influence la qualité du matériau composite.

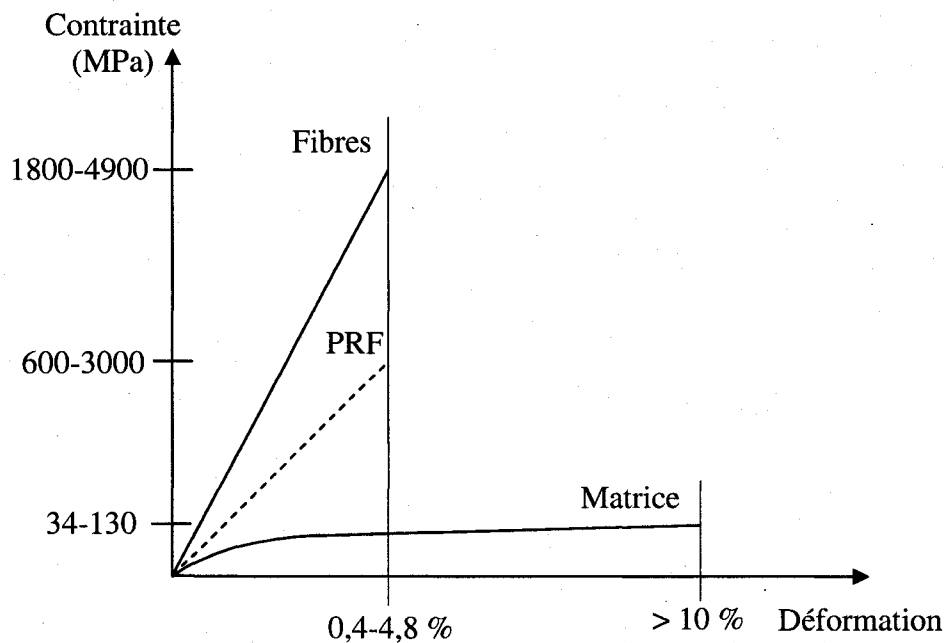
### **1.2.4 Les barres d'armature en PRF**

Les barres d'armature en PRF sont fabriquées à partir de fibres continues (carbone, verre ou aramide) noyées dans des matrices. Comme il est montré dans la figure 1.2, les fibres sont plus résistantes à l'allongement que la matrice. Les barres en PRF sont fabriquées avec différents diamètres en utilisant différents procédés de fabrication. La surface des barres peut être en spirale, droite, sablée droite, sablé ou tressée, et déformée. L'adhérence au béton est équivalente à celle des armatures conventionnelles en acier. Les propriétés mécaniques de certaines barres en PRF, commercialement disponibles, sont données au Tableau 1.3.

Les principales méthodes de fabrication de PRF en génie civil sont la pultrusion, l'enroulement filamentaire et le tressage.

**Tableau 1.3** Propriétés mécaniques des barres en PRF [ISIS-M03-01, 2001]

Nom	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement max.
<b>Fibre de carbone</b>			
Leadline	2250	147,0	0,015
ISOROD	1596	111,1	0,012
NEFMAC (treillis)	1200	100,0	0,012
<b>Fibre de Verre</b>			
ISOROD	690	42,0	0,023
C-BAR	770	37,0	0,021
NEFMAC (treillis)	600	30,0	0,020



**Figure 1.2** Courbes contraintes-déformations des PRF, des fibres et de la matrice

### 1.3 Contexte de l'étude

L'utilisation des barres en PRF pour armer les dalles de ponts devient de plus en plus la meilleure alternative pour remplacer les barres conventionnelles en acier. Cette utilisation

a été accompagnée par l'introduction dans les codes de calcul des sections spécifiques aux PRF appliquées dans les tabliers de pont (glissière de sécurité, poutres, dalles). Le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06] est parmi ceux qui ont pris en considération cette nouvelle avancée. Dans sa version publiée en 2000, le chapitre 16 a été introduit spécialement pour les éléments de tablier de ponts renforcés en PRF. Ce chapitre a été mis à jour en 2006 pour tenir compte de l'amélioration de la qualité des barres ainsi que les recherches portant sur le comportement des éléments de tabliers de ponts en béton armé de PRF (dalles et poutres). La première édition de ce chapitre 16 a été élaborée sur la base d'essais effectués sur des éléments de tabliers de ponts en béton armé d'acier. Plusieurs essais ont été effectués entre l'an 2000 et 2006 à l'université de Sherbrooke et ailleurs sur des éléments de tabliers de ponts armés de PRF afin de mieux étudier leur comportement.

Les essais effectués par El-Gamal (2005) à l'Université de Sherbrooke font partie d'un large programme de recherche entamé au sein du département de génie civil. Neuf dalles de tablier de pont en béton à confinement interne en PRF à échelle réelle ont été étudiées par El-Gamal. Les objectifs de cette première recherche étaient : a) l'étude du comportement de dalles de tablier à confinement interne ayant différents taux et types d'armatures, b) la proposition d'un nouveau modèle pour prédire la résistance ultime au poinçonnement des dalles de ponts et dalles bidirectionnelles, et c) le développement d'un modèle analytique en utilisant un programme d'analyse par éléments finis pour les dalles de ponts en béton armé de PRF.

D'autres paramètres importants sont aussi nécessaires afin de compléter la recherche entamée au sein du département de génie civil à l'Université de Sherbrooke. Parmi ces paramètres, on peut citer la résistance en compression du béton, l'épaisseur des dalles de ponts, ainsi que le type et le taux d'armature en PRF avec une épaisseur de dalle réduite comparativement à celle utilisée habituellement dans les dalles de ponts au Québec.

## 1.4 Objectifs de la thèse

L'objectif principal de ce travail de recherche est l'étude du comportement de dalles de ponts à confinement interne en béton armé avec des barres en PRF. Ces études comprennent notamment l'évaluation de la résistance ultime, la déflexion, la fissuration et les déformations dans les barres d'armature et le béton. La méthodologie retenue comprend des études expérimentales et des études numériques. Les études expérimentales comprennent la fabrication et la mise à l'essai de huit dalles de tabliers de ponts à échelle réelle. Les dalles ont été renforcées avec différents types et taux d'armature en PRF. À travers ce programme, l'effet de quelques paramètres sur le comportement des dalles a été étudié. Ces paramètres sont comme suit :

- L'épaisseur de dalle (175 mm, et 150 mm);
- Le type de barres d'armature (acier, PRFC, et PRFV ordinaire et lisse);
- Le taux d'armature des deux assemblages inférieur et supérieur; et
- La résistance du béton.

Les études numériques portent sur l'évaluation du comportement sous charges concentrées de dalles de pont à confinement interne en béton armé de PRF à l'aide d'un logiciel d'analyse non-linéaire par éléments finis [ADINA version 8.2]. Une comparaison des résultats numériques à ceux obtenus expérimentalement est effectuée.

Ainsi les objectifs de cette thèse peuvent être résumés comme suit :

- 1- Étude du comportement de dalles de ponts à confinement interne avec différentes épaisseurs (150 et 175 mm) et les comparer à une dalle ayant 200 mm d'épaisseur tout en gardant le même taux d'armature, soit 1,2 %;
- 2- Analyse et comparaison du comportement de dalles ayant 175 mm d'épaisseur et renforcées avec différents types de barres d'armature (acier, PRFV et PRFC);
- 3- Étude de l'effet de la résistance à la compression du béton sur le comportement des dalles de ponts ayant 175 mm d'épaisseur;

- 4- Investigation de l'effet d'une combinaison d'un béton de résistance en compression moyennement élevée avec un faible taux d'armature sur le comportement de dalles de ponts en béton à confinement interne armées de PRFV ayant 175 mm d'épaisseur; et
- 5- Évaluation du comportement d'une dalle de pont en béton à confinement interne armée de PRFV à surface lisse.

## **1.5 Organisation de la thèse**

La présente thèse est divisée en six chapitres :

### **Chapitre 1 :**

Ce chapitre présente l'introduction, les propriétés physiques et mécaniques de différentes barres d'armature en matériaux composites de PRF incluant leurs constituants principaux ainsi que les objectifs de cette recherche.

### **Chapitre 2 :**

Ce chapitre donne un bref résumé des méthodes de calcul des dalles de tabliers de ponts à confinement interne comme spécifié dans le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06]. Le chapitre 16 de ce code, qui permet de remplacer l'armature en acier par celle en PRF, est présenté. Entre autre, quelques recherches sur l'utilisation des barres d'armature de PRF comme armature interne pour les dalles en béton sont revues. Finalement, les différents modèles prédictifs de la capacité portante des dalles en béton sont donnés à la fin de ce chapitre.

### **Chapitre 3 :**

Ce chapitre expose le programme expérimental tout en incluant les détails des dalles testées et les propriétés des matériaux utilisés. Le dispositif d'essai, l'instrumentation et l'équipement utilisé dans ce programme sont aussi présentés.

### **Chapitre 4 :**

La présentation, l'analyse et l'interprétation des résultats expérimentaux sont exposées dans ce chapitre.

### **Chapitre 5 :**

Ce chapitre présente la modélisation non-linéaire par éléments finis des dalles testées en utilisant le logiciel ADINA version 8.2. Une comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux est aussi présentée.

### **Chapitre 6 :**

Enfin, la thèse se termine par des conclusions et recommandations.



## **CHAPITRE 2**

### **ÉTAT DE CONNAISSANCES**

#### **2.1 Introduction**

Le but de ce chapitre est de présenter brièvement les contributions importantes des différents chercheurs, tant expérimentales que théoriques, afin d'aider à la compréhension du comportement de dalles en béton armé. Les recherches effectuées sur les dalles de tabliers de ponts en béton armé d'acier ou de PRF sont discutées ainsi que le développement des modèles théoriques pour prédire la résistance au poinçonnement de ces dalles.

Un des systèmes structuraux utilisé dans les autoroutes nord-américaines est le pont à dalle sur poutres. La majorité des ponts de courte et moyenne portée en Amérique du nord qui furent construits dans les années 40 sont de ce type [Thorburn 1998]. Ce système est constitué d'une dalle en béton supportée par un nombre de poutres longitudinales. Les poutres sont connectées par une série de poutres transversales ou entretoises en béton ou en acier à des intervalles réguliers. Des connecteurs de cisaillement (goujons) sont utilisés afin d'assurer le contact entre la dalle de tablier et les poutres de support. La dalle transfère les charges du trafic routier à ces poutres de support. Les poutres sont supportées par des piliers ou des culées qui à leur tour transfèrent les charges au sol via les fondations.

Une grande partie de ce chapitre est consacrée à la présentation des méthodes de calcul des dalles de tablier de ponts en béton spécifiées par le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06 2006]. Ce code spécifie deux méthodes de calcul des dalles de tablier à confinement interne; a) la méthode de calcul de la flexion et b) la méthode de calcul empirique (qui tient compte de l'effet d'arche). Ces deux méthodes exigent la présence de deux assemblages d'armature (inférieur et supérieur) dans la dalle

de tablier. Chaque assemblage d'armature est constitué des barres transversales et longitudinales. Les conditions environnementales en Amérique du Nord, tels que les cycles de séchage-mouillage, de gel-dégel et le sel de déglacage sont un facteur principal causant la corrosion des armatures d'acier et en conséquence la dégradation des dalles de ponts. L'avantage des barres d'armature en polymères renforcés de fibres (PRF) non-corrosives est bénéfique pour améliorer la durabilité de ces ponts et la réduction, si ce n'est pas l'élimination, des coûts de réparation et de maintenance [ISIS-M03-01 2001; ACI 440.1R-03 2003].

L'utilisation accrue des barres d'armature de PRF spécialement dans les tabliers de ponts et d'autres structures, [Rizkalla et al. 1994 et 1998. Hassan et al. 1999, GangaRao et al. 1997, Japan Concrete Institute 1997, Humar Razaqpur 2000, Khanna et al. 2000, Tadros 2000, Yost et Schmeckpeper 2001, Steffen et al. 2001, Bradberry 2001, Stone et al. 2001, Nanni et Faza 2002, Benmokrane et El-Salkawy 2002, Huckelbridge et Eitel 2003 ; El-Gamal et al. 2005], a permis en 2000 l'introduction d'un nouveau chapitre (Chapitre 16) dédiée aux ouvrages armés de PRF dans le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-00 2000]. Le chapitre traitait l'utilisation des barres en PRF comme armature interne dans différents éléments de ponts en béton (glissière de sécurité, dalles, poutres). Il a été mis à jour en 2006 (CSA-S6-2006) dû à l'amélioration des performances et l'utilisation accrue des barres d'armatures en PRF dans les dalles de ponts et aussi aux nombreuses recherches effectuées dans ce domaine entre 2000 et 2005.

Par ailleurs, il est bien établi que les dalles de ponts à confinement interne (dalles sur poutres) se rompent par poinçonnement. Cette rupture est causée par les effets de l'action de membrane compressive sous la charge concentrée de roue (effet d'arche) [Fang et al. 1990a, Kuang et Morely 1992, Grady et al. 2002]. L'action de voûtement est engendrée par les forces d'encastrement latérales due à la continuité de la dalle et l'action monolithique des poutres de support. L'action de membrane compressive des dalles de ponts (effet d'arche) augmente significativement leur capacité par rapport aux dalles en flexion pure [Hon et al 2005].

Un large programme de recherche s'effectue actuellement au département de génie civil à l'Université de Sherbrooke pour étudier le comportement des membrures en béton renforcées de barres en PRF. À travers ce programme, le comportement en flexion des dalles de ponts en béton à confinement interne a été étudié [El-Salakawy 2002, Kassem 2004, El-Salakawy et Benmokrane 2004, El-Gamal 2005, El-Ragaby 2007]. En plus, plusieurs ponts pilotes utilisant des barres en PRF comme armature pour les dalles ont été récemment construits au Québec [El-Salakawy et al. 2003, El-Salakawy et Benmokrane 2003, Benmokrane et al. 2004; El-Salakawy et al. 2004a, Benmokrane et al. 2005]. Les dalles de ces ponts ont été dimensionnées selon la méthode de calcul de la flexion spécifiée dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-00 2000]. Les déformations mesurées dans les barres d'armatures en PRF sous les conditions d'utilisation réelles et lors des essais de chargement effectués sur ces ponts pilotes avec des camions à poids calibré, étaient très inférieures que celles prévues par la méthode de calcul de la flexion. Ceci est dû à l'effet d'arche qui se développe dans ce type de dalles de ponts [El-Salakawy et al. 2003; Benmokrane et al. 2004]. Ce résultat a conduit à la réalisation d'essais en laboratoire afin de mieux comprendre le comportement de dalles de ponts en béton armé de PRF [El-Gamal 2005, El-Ragaby 2007]. Le travail de cette présente thèse vise à élargir ces recherches.

## **2.2 Conception des dalles de tablier de pont**

Le code Canadien sur le calcul de ponts routiers (CAN/CSA-S6-06), comme d'ailleurs le code AASHTO, spécifie deux méthodes de calcul différentes pour les dalles de ponts renforcées avec de l'acier ou de PRF. Ces deux méthodes sont la méthode de flexion et la méthode empirique.

### **2.2.1 Calcul de flexion**

La méthode de calcul de flexion est une méthode générale qui peut être appliquée au calcul de tous les types de dalles de pont [El-Salakawy et al. 2004]. Dans cette méthode, la dalle est considérée comme un élément en flexion (élément unidirectionnel continu) supportée sur plusieurs appuis (poutres). Les charges de roue de camion (CAN/CSA-S6-06) sont appliquées sur la dalle et les deux moments négatif et positif sont calculés

(diagramme des moments dans le sens transversal). Cette conception mène à la détermination de l'armature de traction inférieure dans la zone du moment positif entre les poutres et à l'armature de traction supérieure dans la zone du moment négatif au dessus des poutres. Afin de simplifier la construction, deux assemblages de renforcements orthogonaux (lits d'armature supérieur et inférieur) sont communément utilisés.

### **2.2.2 Calcul par la méthode empirique**

Le calcul par la méthode a été initialement proposé dans le code des ponts de l'Ontario à la suite de travaux de recherche réalisés par le ministère des Transports de l'Ontario et des chercheurs de l'Université Queen's (Dorton, 1976 ; Csagoly et Lybas 1989 ; Batchelor et al., 1978). À partir des résultats expérimentaux obtenus sur des prototypes de tabliers de ponts, il a été observé que les capacités des dalles de ponts sont plus grandes que celles prévues par la méthode de calcul de flexion. De cette étude en laboratoire et sur le terrain, il a été établi qu'un taux d'armature total de 1,2 %, distribué d'une façon isotrope sur deux assemblages orthogonaux d'armature (0,3 % dans chaque direction) fournit un marge de sécurité acceptable pour les deux conditions ultime et service. Chaque assemblage d'armature comprend des barres d'armature transversales et des barres d'armature longitudinales.

Le calcul par la méthode empirique s'applique aux dalles de tablier à condition que exigences suivantes du code CAN/CSA-S6-06 soient remplies, à savoir:

- a) *La dalle de tablier forme un ensemble mixte avec les poutres de support, qui sont parallèles les unes par rapport aux autres, et les lignes d'appuis qui sont également parallèles les unes avec les autres.*
- b) *Le rapport de l'espacement des poutres de support, à l'épaisseur de la dalle, n'est pas supérieur à 18. Le sens de l'espacement des poutres de support retenu pour calculer ce rapport est considéré comme étant parallèle à la direction de l'armature transversale.*

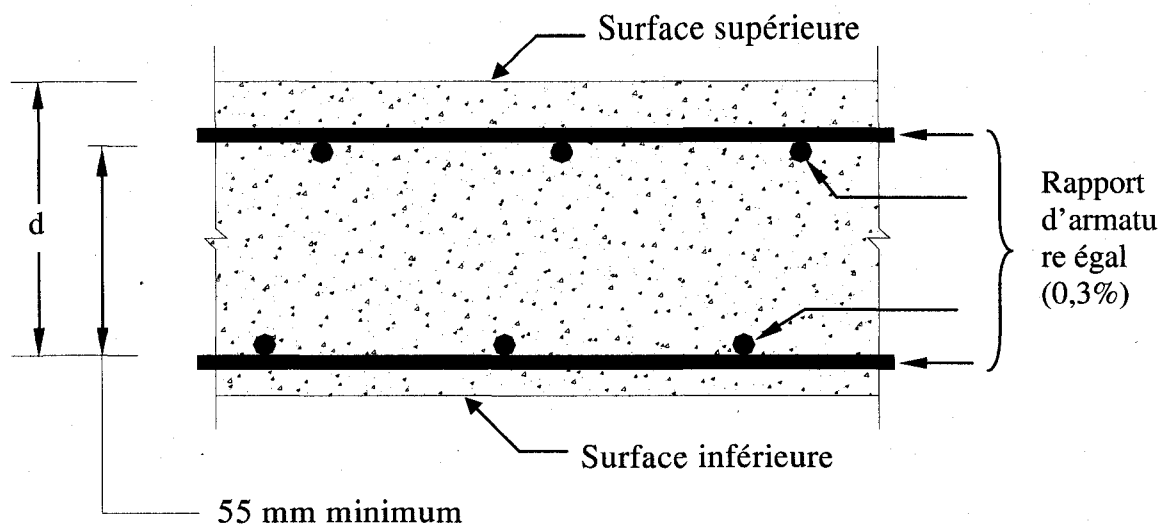
- c) *L'espacement des poutres de support n'est pas supérieur à 4 m, et la dalle se prolonge au-delà des poutres extérieures sur une distance suffisante pour procurer une pleine longueur d'ancrage à l'armature transversale inférieure.*
- d) *On fournit une armature longitudinale dans la dalle de tablier à l'intérieur des zones de moment négatif des poutres mixtes continues, conformément à l'article 8.19.4 et au chapitre 10, s'il y a lieu.*

En plus des conditions précédentes, et pour que la méthode empirique soit appropriée, la dalle de tablier pleine épaisseur coulée en place doit satisfaire les conditions suivantes (Article 8.18.4.2 du code CAN/CSA-S6-06) :

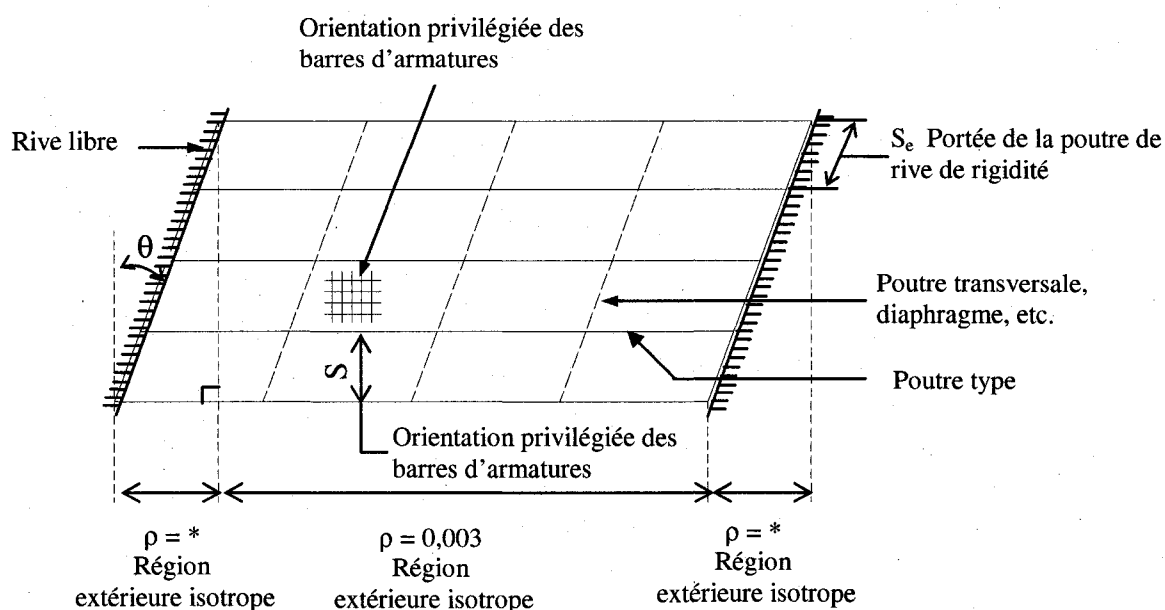
- a) *Comme le montre la figure 2.1, la dalle de tablier contient deux assemblages orthogonaux d'armature, respectivement près du dessus et du dessous de la dalle,  $\rho$ , étant égal à au moins 0,003 dans chaque direction dans chaque assemblage, sauf tel qu'indiqué à l'article 8.18.4.2 c). Pour calculer  $\rho$ , on suppose que la hauteur effective du béton,  $d$ , est la distance entre le dessus de la dalle et le centre de gravité de l'assemblage de d'armature inférieur.*
- b) *Lorsque la dalle est appuyée sur des poutres parallèles, les barres d'armature les plus proches du dessus et du dessous de la dalle sont placées perpendiculairement aux axes des poutres de support, ou de biais, de façon à être parallèles aux lignes des appuis de poutres.*
- c) *Le rapport d'armature,  $\rho$ , peut être réduit à 0,002 là où l'on peut construire de façon acceptable des dalles de tablier à armature réduit, et que la réduction de  $\rho$  sous 0,003 soit approuvée.*
- d) *Lorsque les barres d'armatures transversales sont placées de biais, le rapport d'armature pour ces barres n'est pas inférieur à  $\rho/\cos^2 \theta$ , où  $\theta$  est l'angle de biais.*
- e) *Lorsque la longueur non supportée de la poutre de rive  $S_e$ , est supérieure à 5 m, le rapport d'armature,  $\rho$ , dans les parties extérieures de la dalle de tablier est augmenté à 0,006 comme l'illustre la figure 3.2.*

- f) *L'espacement de l'armature dans chaque direction et dans chaque treillis ne doit pas dépasser 300 mm.*

Dans cette méthode de calcul, la dalle de tablier n'a pas besoin d'être analysée sauf pour les moments négatifs transversaux dus aux charges sur le porte-à-faux de la dalle et les glissières de sécurité. Pour cette méthode, la dalle contient deux assemblages d'armature en acier proche de ces surfaces supérieure et inférieure, avec un taux de renforcement,  $\rho$ , dans chaque direction d'assemblage étant égal à au-moins 0,3 %. En plus, il est permis de réduire le taux de renforcement,  $\rho$ , à 0,2 % là où l'on peut construire de façon acceptable des dalles de tablier à armature réduite, et si cette réduction de  $\rho$  sous 0,003 est approuvée.



**Figure 2.1** Armature dans la dalle de tablier coulée en place (Méthode empirique, [article 8.18.4.2a du [CAN/CSA-S6-06])



**Figure 2.2** Armature calculée à l'aide de la méthode de calcul empirique

**\* Note :**

$\rho = 0,003$  pour  $S_e \leq 5$  m

$\rho = 0,006$  pour  $S_e > 5$  m

## 2.3 Dalles de tabliers de ponts en béton à armé de PRF

### 2.3.1 Chapitre 16 du Code Canadien sur le calcul des ponts routiers

[CAN/CSA-S6-06]

Le Chapitre 16 du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06) traite de l'utilisation et du calcul de barres d'armature en PRF pour les dalles de tabliers de ponts. Deux méthodes de calcul sont proposées : le calcul par la méthode empirique et le calcul de la flexion ; quelques détails pertinents du code relatifs à ces deux méthodes de calcul sont décrits ci-dessous.

#### Calcul par la méthode empirique (article 16.8.8.1)

Les exigences de l'article 8.18 relatives aux dalles de tablier coulées en place s'appliquent aux dalles de tablier coulées en place et armées de barres ou de treillis en PRF, sauf que si le calcul de la dalle de tablier se fait par la méthode empirique suivant l'article 8.18.4, les exigences suivantes s'appliquent au lieu des exigences prévues aux alinéas a) et c) de l'article 8.18.4.2 (Article 16.8.8.1) :

- a) *la dalle de tablier doit contenir deux assemblages orthogonaux de barres en PRF et la distance minimale nette entre les barres transversales supérieures et inférieures doit être au moins 55 mm ;*
- b) *dans le cas des barres transversales en PRF dans l'assemblage inférieur, l'aire minimale d'armature en  $\text{mm}^2/\text{mm}$  doit être  $500d_s/E_{FRP}$  ; et*
- c) *les barres longitudinales dans l'assemblage inférieur et les barres transversales et longitudinales de l'assemblage supérieur doivent être en PRFV avec un  $\rho$  minimal de 0,0035.*

En plus, les articles 8.18.5 et 8.18.6 devraient être satisfaits, avec les détails de la rigidité de rive liés au dernier article qui était modifié sur la base de la résistance équivalente pour adapter les barres de PRF au lieu des barres d'acier.



De cet article, si on assume que le module d'élasticité moyen des barres en PRFV et PRFC disponible actuellement sont autour de 42 et 120 GPa, respectivement. Le taux de renforcement des barres transversales inférieures sera autour de 1,2 et 0,42 % des barres en PRF de verre et de carbone, respectivement. Ceci devrait donner un calcul plus économique des dalles de tablier à confinement interne armées de PRF.

### **Calcul de la flexion**

*Dans le cas des dalles de tablier coulées en place et armées de barres ou de câbles de précontrainte en PRF calculés pour la flexion, les exigences des articles 16.8.2 à 16.8.6 s'appliqueront. De plus, les diaphragmes doivent répondre aux exigences de l'article 8.18.5. Le calcul de l'armature de réparation doit être conforme à l'article 8.18.7 du code Canadien CAN/CSA S6-06.*

Dans le calcul de la flexion, les états limites d'utilisation (ELUT) et les états limites ultimes (ELUL) (calcul de la résistance) doivent être satisfaites. En particulier, les aspects suivants doivent être traités dans les calculs :

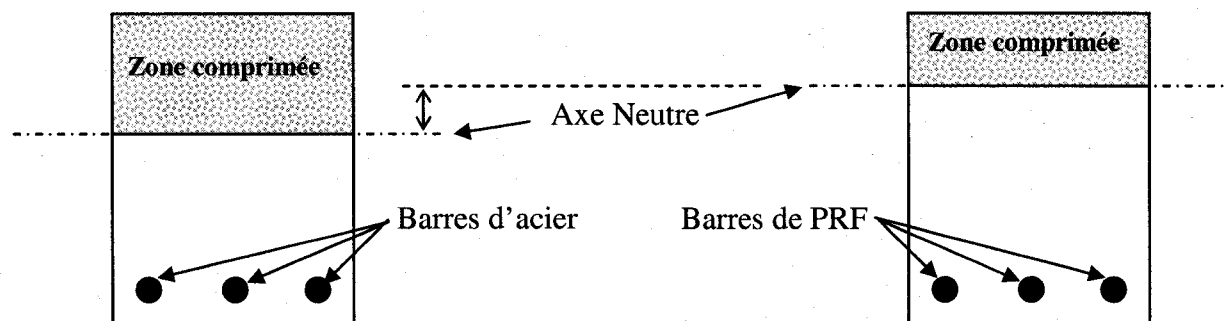
1. Calcul de la déformabilité (clause 16.8.2.1)
2. Résistance minimale à la flexion (clause 16.8.2.2)
3. Armature pour le contrôle de la fissuration – calcul de l'ouverture de la fissure- (clause 16.8.2.3)
4. Armature passive et contrainte maximale dans l'armature sous charges à l'ELUT (clause 16.8.3)

### **2.3.2 Comparaison entre sections en béton armé de PRF et celles en béton armé d'acier**

Pour une même section d'armature de flexion, une section en béton armé de PRF présente, après la fissuration, une profondeur de l'axe neutre plus réduite comparativement à celle armée d'acier (figure 2.3). Ce comportement résulte de la rigidité axiale réduite des barres de PRF. Ainsi, la zone comprimée de la section est réduite et la largeur des fissures est plus élevée. Comme conséquence, la résistance au

cisaillement procurée par le béton,  $V_c$ , est moindre que celle d'une section en béton armé d'acier à un même taux d'armature de flexion [ACI 440.1R-06].

Peu de recherches ont été dédiées à l'étude du comportement au poinçonnement des dalles de tablier en béton armé de PRF.



**Figure 2.3** : Comparaison entre deux sections en béton armé de la même quantité en PRF et en acier

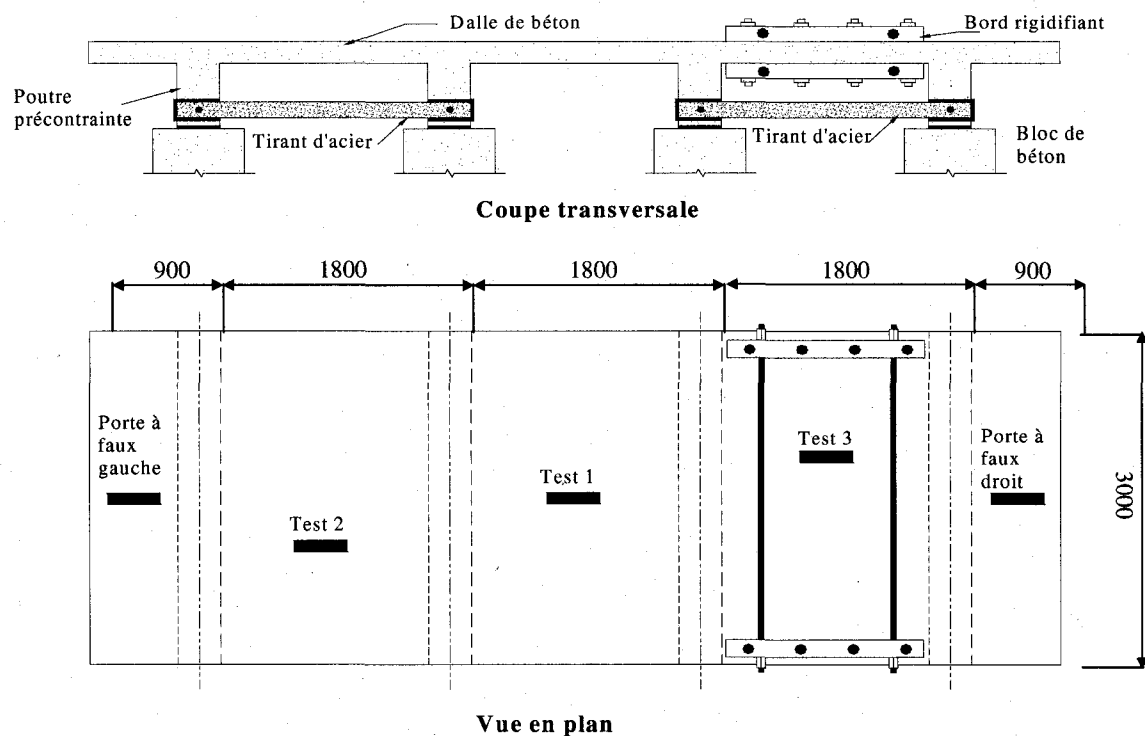
## 2.4 Études antérieures sur les dalles de tablier de ponts et les dalles bidirectionnelles armées de PRF

### 2.4.1 Dalles de tabliers de ponts renforcées avec des barres de PRF

Braimah et al. (1998), Marshe et Green (1999) ont étudié le comportement au poinçonnement d'une dalle de tablier sans armature d'acier et précontrainte dans la direction transversale avec des tendons en PRFC. Ils ont construit un modèle réduit représentant quart de dalle de tablier typique. La dalle de tablier avait comme dimensions de 6090 mm de long, 1634 mm de largeur et 43 mm d'épaisseur et supportée par trois poutres d'acier espacées de 569 mm. Toutes les dalles ont été testées sous des charges concentrées. Les dalles testées avaient rompu par poinçonnement. Les résultats du test ont montré que la précontrainte transversale augmente la charge de rupture en poinçonnement des dalles de tablier.

Hassan et al. (2000a) ont étudié le comportement au poinçonnement de deux modèles à échelle réelle d'une partie de dalle de tablier d'un pont routier renforcée avec des barres en PRF. Chaque modèle était constitué de trois travées de 1,8 m chacun et deux portes à faux, ce qui donne les dimensions totales de  $7,2 \times 3,0 \times 0,2$  m pour chaque dalle comme le montre la figure 2.4. Le premier modèle était renforcé par des barres en PRF de carbone, tandis que le deuxième par des armatures supérieures en PRF de verre et des armatures inférieures en acier. Les deux modèles ont été testés sous chargement statique jusqu'à la rupture. Aussi les modèles d'essais ont rompu par poinçonnement à des niveaux de charge élevés par rapport à la charge ultime prévue par l'AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) et le code Canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6). En plus, il a été noté que la présence des armatures supérieures dans les dalles de tablier avait un effet négligeable sur la capacité portante ultime. Les recommandations suivantes en termes de taux d'armature de PRF pour les dalles de ponts ont été faites:

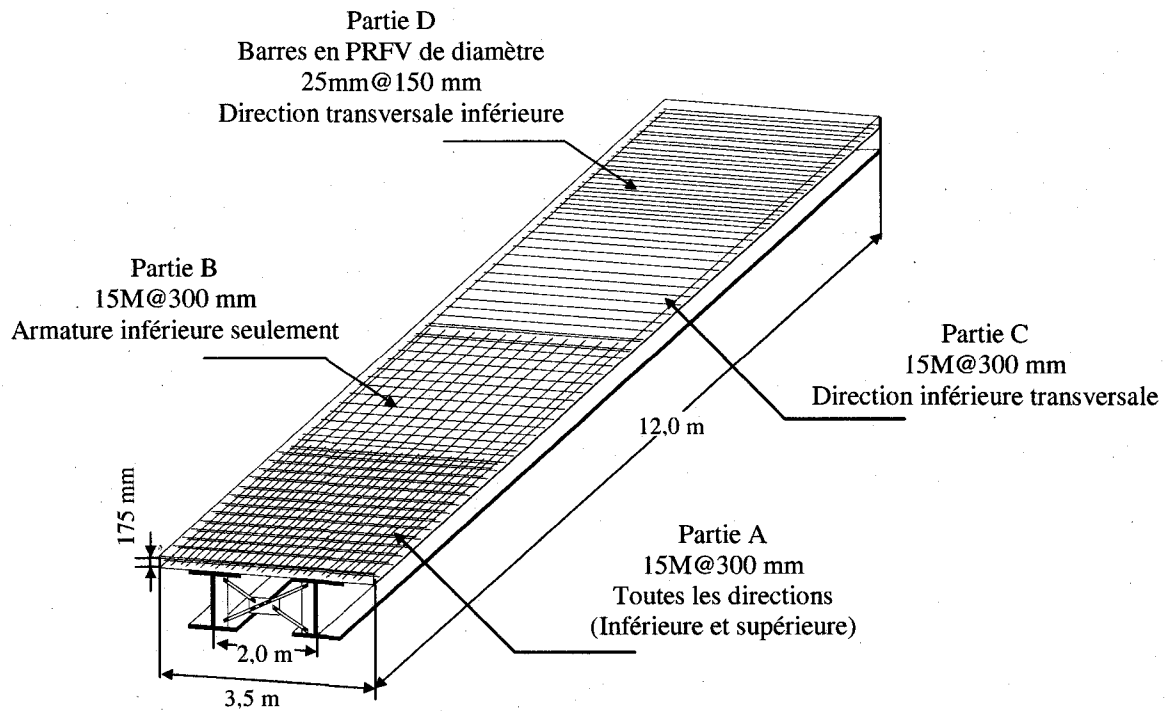
- Pour des armatures en PRFC, utiliser un taux d'armature de 0,3% dans toutes les directions inférieure et supérieure.
- Pour des armatures en PRFV, utiliser un taux d'armature de 1,2% dans la direction transversale inférieure et 0,6 % dans toutes les autres directions (longitudinales inférieure et supérieure et transversale supérieure).



**Figure 2.4** Le modèle à échelle réelle de la dalle de pont testé par Hassan al. (2000)

Khanna et al. (2000) ont testé un modèle de dalle de tablier à échelle réelle (12 m de long et 175 mm d'épaisseur). La dalle reposait sur deux poutres d'acier espacées de 2000 mm centre-à-centre et chargée statiquement. Elle a été divisée en quatre parties de 3 m chacune comme le montre la figure 2.5. La première partie était armée avec deux assemblages iso-tropiques, supérieur et inférieur, de barres d'acier. La deuxième était armée juste par un assemblage inférieur d'acier. La troisième avait seulement l'armature transversale inférieure en acier. Finalement, la dernière partie avait une armature inférieure transversale en PRFV ayant une rigidité axiale similaire aux barres d'acier de la partie précédente, mais 8,6 fois la résistance axiale de traction. Les quatre parties de la dalle de tablier testées ont rompu par poinçonnement. Par ailleurs, les tests ont montré que :

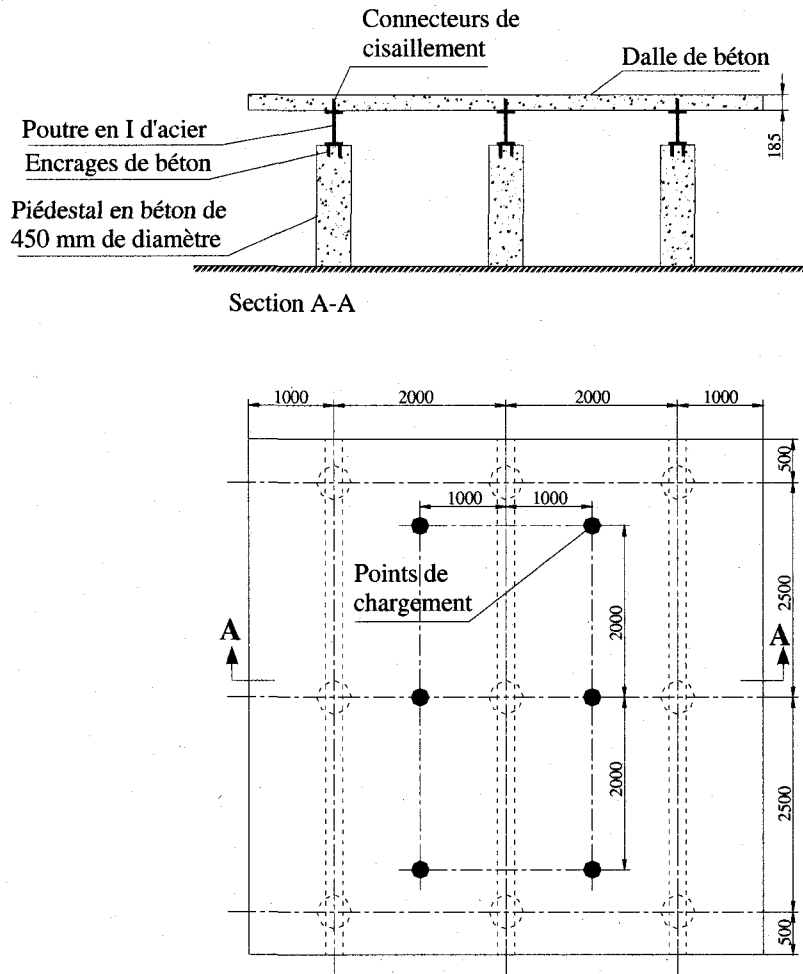
- (a) seulement l'armature inférieure transversale influence la capacité portante des dalles du tablier de ponts,
- (b) la rigidité de l'armature inférieure transversale, plutôt que sa résistance, est le facteur le plus important.



**Figure 2.5** Le modèle à échelle réelle de la dalle de pont testé par Khanna et al. (2000)

Rahman et al. (2000) ont testé un modèle à échelle réelle d'une dalle de tablier de pont à confinement interne renforcée par des treillis en PRFC de marque NEFMAC avec un taux d'armature de 0,3 %. Les dimensions de la dalle et le dispositif du test sont montrés dans la figure 2.6. La dalle était chargée tout d'abord d'une façon monotone en six positions et en trois étapes de chargement afin de fissurer le béton. Après cela, la dalle a été chargée cycliquement sur 3 étapes de 4 million de cycles à 5 Mhz, avec une charge variant entre 0 et 100 kN dans les deux premières étapes et entre 0 et 125 kN dans la dernière étape de chargement. Il a été observé que le comportement global de la dalle sous la charge de service était satisfaisant, la déflexion était faible (autour de  $L/800$ ) et la contrainte dans l'armature était d'environ 7 % de la contrainte ultime. En plus, la dégradation structurale de la dalle sur 50 ans sous une charge de service simulée en termes d'augmentation de la déflexion de la dalle et des contraintes dans le PRF durant le chargement cyclique était négligeable. Après avoir subi au moins quatre millions à la

charge de service, la rupture a eu lieu par poinçonnement. La capacité ultime de la dalle était supérieure à plus de cinq fois d'une charge de roue de 100 kN.



**Figure 2.6** Modèle à échelle réelle d'une dalle du tablier de pont testée par Rahman et al. (2000)

#### 2.4.2 Dalles bidirectionnelles en béton armé avec des barres de PRF

Une des premières recherches sur le poinçonnement des dalles en béton armé de PRF est celle effectuée par Ahmad et al. (1993). Six dalles carrées en béton ont été testées sous une charge concentrée au centre. Toutes les dalles avaient les dimensions  $690 \times 690 \times 80$  mm. Quatre de ces dalles étaient renforcées avec un tissu de fibres de carbone 3-D, et les

deux autres avec de l'acier conventionnel. Les taux d'armature dans les trois directions des dalles en PRFC étaient de 0,95 %. Pour les deux dalles renforcées en acier, les taux de renforcement dans les directions transversale et longitudinale étaient de 1,81 % et 1,35 %, respectivement. Ils ont conclu que le comportement au poinçonnement des dalles renforcées en PRF était différent de celui des dalles renforcées avec de l'acier conventionnel. Les quatre premières dalles armées de PRFC ont montré un comportement non-linéaire avec une réduction dans la rigidité flexionnelle.

Banthia et al. (1995) ont étudié le comportement des dalles renforcées avec des treillis en PRF. Quatre dalles carrées en béton ayant les dimensions  $600 \times 600 \times 75$  mm étaient préparées et testées. Trois de ces quatre dalles avaient comme armature des treillis en PRF de marque NEFMAC avec un taux d'armature de 0,37 %. La quatrième dalle était renforcée par des treillis en acier avec un taux d'armature de 0,37 %. Les trois dalles renforcées par des treillis en PRF étaient fabriquées à l'aide d'un béton à résistance normale, un béton à haute résistance et un béton normal aux fibres. Tandis que la dalle renforcée par les treillis d'acier avait un béton ordinaire. Les dalles étaient simplement appuyées sur les quatre côtés et soumise à une charge concentrée au centre. Toutes les dalles testées ont rompu par poinçonnement.

Mattys et Taerwe (2000b) ont étudié le comportement au poinçonnement de dalles en béton armé avec différents types de treillis en PRF. Pour ce fait, ils ont testé dix sept dalles carrées ayant 1 m de longueur et une épaisseur de 120 et 150 mm. Les dalles étaient appuyées sur huit supports qui forment un cercle de 0,9 m de diamètre et chargées au centre via une plaque circulaire. Les spécimens ont été divisés en trois séries ; dans la première, il y avait quatre dalles renforcées par des barres d'acier avec des taux d'armature variant entre 0,58 à 1,79% ; la deuxième série avait huit dalles renforcées par différents treillis de PRFC, le taux d'armature de ces dalles variaient entre 0,19 à 1,05 % ; et la troisième série comportait cinq dalles renforcées par un PRF hybride de verre et de carbone, le taux d'armature était compris entre 0,64 et 3,78 %. Ils ont conclu que pour la plupart des dalles, le glissement des barres se produit à des déflexions élevées proche de la rupture. Les résultats ont montré aussi que l'augmentation du taux d'armature des

treillis NEFMAC type C (fibres de carbone noyées dans la résine vinylester) de 0,29 % à 1,05 % augmente la charge de rupture par poinçonnement de 40 %. Ils ont conclu aussi que l'augmentation de l'épaisseur de la dalle améliore le comportement de la fissuration, la charge ultime et la rigidité flexionnelle.

El-Ghandour et al. (1999,2003) ont étudié le comportement au poinçonnement des dalles plates en béton armé de PRF avec et sans armature de cisaillement en PRFC. Ils ont conduit un programme expérimental sur deux étapes afin de tester huit dalles carrées en béton, simplement appuyées, ayant une longueur de côté de 2 m et armées avec des armatures en PRFV et PRFC. La première étape comprenait quatre dalles dont deux étaient renforcées avec des barres en PRFV avec un taux d'armature de 0,18 %. Les deux étaient renforcées avec des barres en PRFC avec un taux d'armature de 0,15 %. Dans la deuxième étape, ils ont fait augmenter le taux d'armature des PRFV et PRFC à 0,38 %. Les dalles étaient testées en utilisant une charge concentrée à leur centre. Dans la première étape, des problèmes de glissement de barres et localisation de fissures étaient identifiés. L'augmentation du taux d'armature dans la deuxième étape tout en diminuant l'espacement entre les barres a éliminé ces problèmes et la rupture s'est produite par poinçonnement. Cependant, les armatures de cisaillement en PRFC étaient inefficaces pour augmenter significativement la capacité de la dalle due à sa fragilité.

Ospina et al. (2003) ont étudié le comportement au poinçonnement de quatre dalles carrées bidirectionnelles intérieures en béton. Les dalles étaient armées de barres et de treillis en PRF. Les dimensions de ces dalles étaient de 2150×2150 ×155 mm. Elles étaient appuyées sur huit supports qui formaient un cercle de 1670 mm de diamètre et chargées au centre via une plaque carrée. Les principales variables étaient le type d'armature (acier ou PRFV), le type de mât utilisé (barres ou treillis bidirectionnels) et le taux d'armature qui variait de 0,73 % à 1,46 %. Les résultats de ces tests ont montré que la rupture par poinçonnement était due à la rigidité du PRF et ses caractéristiques d'adhérence.



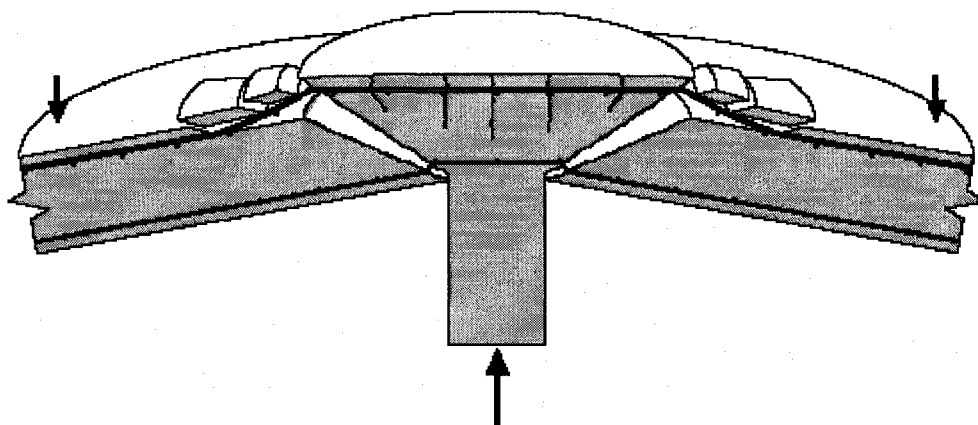
El-Gamal. (2005) avait étudié le comportement de neuf dalles de ponts à confinement interne ayant les dimensions 3000 mm de long x 2500 mm de large x 200 mm d'épaisseur. Les dalles ont été supportées par deux poutres métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et encastrées sur les deux côtés longitudinaux. Les dalles étaient soumises à une charge concentrée monotone appliquée au centre sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm. Le chargement simulait la charge de roue la plus défavorable du camion CL-625 (87,5 kN) conformément au code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S00). Les dalles ont été divisées en cinq groupes. Dans le premier, il y avait la dalle de contrôle qui était renforcée avec des barres d'acier avec un taux d'armature de 0,3 % dans toutes les directions. Dans le deuxième groupe, il y avait trois dalles renforcées avec des barres en PRFV avec le même taux d'armatures dans toutes les directions, à l'exception de la direction transversale inférieure dans laquelle le taux d'armature variait de 1 % à 2 %. L'objectif était d'étudier l'influence du taux d'armature dans la direction transversale inférieure sur le comportement des dalles encastrées. Le troisième groupe contient deux dalles armées avec des barres en PRFV dans toutes les directions, à l'exception de la direction transversale inférieure pour laquelle des barres en PRFC ont été utilisées avec deux différents taux d'armature (0,34 % et 0,60 %). Le quatrième groupe contient deux dalles sans aucune armature supérieure, cependant, elles avaient le même taux d'armature dans la direction transversale (1,2 %), et deux différents taux pour la direction longitudinale (0,6 % et 0,25 %). Les barres utilisées dans ce groupe étaient en PRFV. Ce dernier groupe avait comme objectif l'étude du comportement des dalles de ponts sans armature supérieure et l'effet de l'armature longitudinale inférieure. Le cinquième groupe contient une seule dalle sans aucune armature afin d'étudier l'effet des encastresments sur le comportement de la dalle (confinement latéral de la dalle). Les résultats de ces tests ont montré que toutes les dalles ont rompu par poinçonnement. La capacité portante des dalles de ponts testées était d'environ trois fois plus élevée que la charge à l'état limite ultime (220 kN).

El-Ragaby (2007) a fait une étude expérimentale sur l'évaluation du comportement de dalles de ponts en béton à confinement interne armées de PRFV soumises à des charges concentrées cycliques. L'étude avait comme objet d'examiner la durée de vie en fatigue

pour de tels éléments de ponts. Cette étude comprenait également une dalle en béton armé d'acier pour des fins de comparaison. Neuf dalles de ponts (3000 mm de long x 2500 mm de large x 200 mm d'épaisseur) ont été testées sous charges cycliques jusqu'à la rupture. Huit dalles ont été armées avec des barres en PRFV et une autre avec des barres en acier. Le taux d'armature dans la direction transversale varie. Six de huit dalles étaient armées de barres en PRFV avec un taux d'armature de 1,2%, la septième avait un taux d'armature de 1 %, alors que la dernière son taux était de 1,8 %. Le taux armature dans le reste des directions varient aussi de 0,26 à 2,8 % dont une sans d'armature supérieure. Les dalles ont été supportées par deux poutres métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et soumises à une charge concentrée cyclique via une plaque d'acier de 75 mm d'épaisseur sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm. La charge simule le poids d'une roue de camion conformément au Code canadien sur le calcul de ponts routiers (CSA-S6). Différents modes de chargement cyclique (ex., amplitude variable qui variaient de 183,8 à 490,0 kN) sous forme des paliers de charges ont été appliqués sur les dalles pour 100000 cycles à une fréquence de 2 Hz jusqu'à la rupture. Une feuille de néoprène de 20-mm d'épaisseur a été utilisée entre la plaque d'acier et la surface du béton. Le montage d'essai utilisé est analogue à celui utilisé précédemment par El-Gamal (2005). Les résultats obtenus ont démontré que; toutes les dalles testées (armées de PRFV et d'acier) ont rompu par poinçonnement, que l'armature de l'assemblage supérieur a un faible effet sur la performance en fatigue des dalles. L'auteur a conclu aussi que les dalles de ponts en béton armé en PRFV ont une meilleure performance en fatigue comparativement à celles armées d'acier.

## **2.5 Rupture par poinçonnement**

La rupture par poinçonnement est caractérisée par une force concentrée agissant perpendiculairement sur une dalle, réaction d'une colonne ou charge concentrée, qui crée une rupture locale par pénétration à travers la dalle. La figure 2.7 montre le cône tronqué de poinçonnement séparé de la dalle par la fissure de cisaillement généralement inclinée par rapport au plan de la dalle d'un angle compris entre 25 et 40° [Guandalini 2005]



**Figure 2.7** Rupture par poinçonnement d'une dalle en béton armé

Ce mécanisme de rupture peut se produire essentiellement dans les planchers-dalles et dans les semelles et radiers de fondation, lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés ou dans les dalles de tablier de ponts. Le poinçonnement des dalles sans armature de cisaillement est un mode de rupture fragile, particulièrement indésirable, auquel il convient de prêter une grande attention lors de la conception et l'exécution.

Le phénomène du poinçonnement des dalles en béton armé est l'un des problèmes les plus étudiés en béton armé mais, malgré cela, il reste encore peu maîtrisé, encore moins au niveau des dalles de tablier de ponts renforcées avec des barres de PRF. Une approche pratique de calcul, basée sur la vérification d'un effort de cisaillement nominal (mesuré sur un périmètre dit critique) comparé avec une résistance obtenue par des méthodes empiriques, s'est imposée dans presque toutes les normes à cause de sa simplicité. Les essais montrent que d'autres paramètres tels que le taux d'armature, la force de précontrainte et l'effet d'échelle ont néanmoins une influence sur la résistance nominale au cisaillement.

Même si l'approche empirique utilisée dans les normes est suffisante pour les besoins de design, une meilleure compréhension du phénomène est indispensable pour concevoir des

structures plus performantes et aptes à répondre aux exigences de la construction moderne. En outre, un modèle physique capable de déterminer la charge de poinçonnement dans des conditions particulières non prévues par les normes et avec une précision meilleure est indispensable à l'évaluation de la capacité portante de structures existantes.

Généralement le comportement en cisaillement des éléments en béton armé y compris le poinçonnement des dalles armées de PRF n'est pas assez étudié. Depuis les années 60, plusieurs recherches ont été effectuées sur le poinçonnement des dalles armées d'acier conventionnel et plusieurs modèles de calcul ont été proposés (Elstner et Hognestad 1956 ; Kinnunen et Nylander 1960 ; Moe 1961 ; Taylor et Hayes 1965 ; Vanderbilt 1972 ; Regan 1974 ; Hewitt et Batchelor 1975 ; Shehata et Regan 1989 ; Gardner 1990 ; Kuang et Morley 1992 ; Kuang et al. 1994 ; Petrou et Perdikaris 1996 ; El-Salakawy et al. 1999, 2000 et Grady et al. 2002). Cependant, ces modèles ne peuvent pas être appliqués directement sur les dalles en béton armé de PRF à cause de la différence entre les propriétés physiques et mécaniques des armatures de PRF et celles d'acier conventionnel, dont en particulier le module d'élasticité.

À cause du faible module d'élasticité des barres en PRF disponibles sur le marché (autour de 20 % et 65 % pour les barres en PRFV et PRFC, respectivement, comparativement à l'acier), les éléments en béton armé avec des barres en PRF, comparativement à ceux en acier avec la même quantité d'armature, développent des fissures plus larges et plus profondes [ACI 440.1R-06]. Les fissures profondes diminuent la contribution de la résistance au cisaillement du béton non fissuré (réduction de la section comprimée du béton sain). Des larges fissures diminuent les contributions venant des interfaces des agrégats et des contraintes résiduelles de traction. En plus, due à la résistance transversale relativement faible des barres en PRF et les fissures relativement larges, la contribution de l'action du goujon (résistance transversale de la barre) peut être négligée. Finalement, la résistance au cisaillement globale des éléments en béton renforcé par des barres en PRF est inférieure à celle des éléments renforcés par la même section de barres d'acier.

## 2.6 Modèles de calcul de la capacité portante des dalles en béton

Les études expérimentales et théoriques ainsi que les différents codes de calcul concluent que la rupture par poinçonnement est le mode de rupture des dalles de ponts ayant un certain rapport travée/épaisseur et soumises aux charges de roues. Des modèles de calcul pour prédire la capacité de poinçonnement des dalles en béton soumises à des charges concentrées sont présentés et discutés dans ce qui suit.

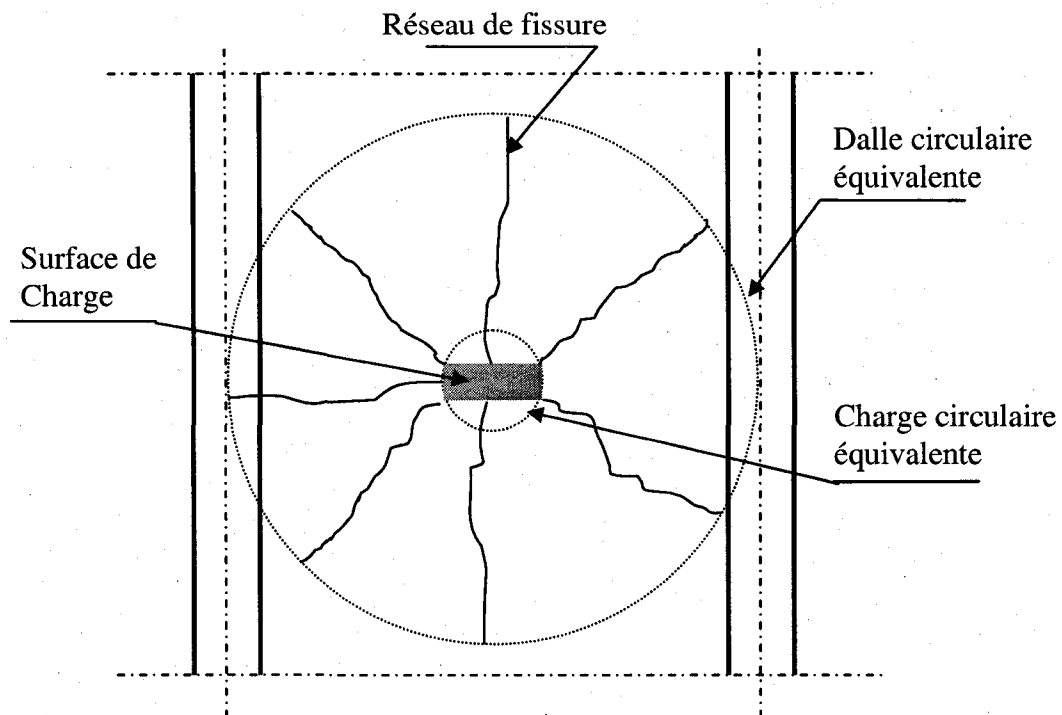
Le modèle physique développé dans les années 60 à l'université KTH, *Royal Institute of Technology* à Stockholm, par Sven Kinnunen et Henrik Nylander (1960), reste un des modèles physiques les plus utiles pour comprendre le comportement des dalles dans la zone de poinçonnement. En utilisant le modèle Kinnunen et Nylander, il est assez simple de représenter le comportement en flexion de la dalle dans un diagramme Force  $V$  - Rotation  $\psi$  du début du chargement jusqu'à la rupture. Le comportement non-linéaire du béton et de l'armature est considéré d'une façon très simple. Son application dans la pratique est néanmoins compliquée.

Le modèle de Kinnunen et Nylander est basé sur des dalles circulaires avec une armature disposée radialement et tangentielllement (en forme d'anneaux) et soumise à une charge linéaire circulaire agissant sur son pourtour. Les résultats des tests ont montré que la déformation des armatures de flexion, dans la partie de la dalle qui se trouve à l'intérieur du futur cône de poinçonnement, diminue quand la fissure de cisaillement s'ouvre. La première fissure de cisaillement s'ouvre à une charge variant de 45 à 75 % de la charge ultime. Les résultats des tests ont montré que la déflexion de la partie de la dalle se trouvant à l'extérieur du futur cône de poinçonnement augmente linéairement dans la direction radiale. Les auteurs ont supposé que la partie de dalle à l'extérieur du futur cône de poinçonnement travaille comme un corps rigide et, durant le chargement, tourne autour du centre. Le segment supérieur de la dalle est appuyé par le biais d'un voile conique comprimé entre la colonne et la racine de la fissure inclinée de poinçonnement, comme l'illustre la figure 2.8a. Le centre de la rotation était supposé le haut du voile

conique. Le béton dans la région du voile a d'une part subi une contrainte de compression triaxiale sous la charge appliquée et d'autre part des contraintes circonférentielles et la composante horizontale de la force de compression dans le voile conique.

Au fur et à mesure que la charge augmente, le segment rigide tourne autour de son point de rotation  $CR$  et il est en équilibre avec les forces agissantes grâce aux efforts internes radiaux et tangentiels agissants sur les bords. La déformation tangentielle sur la face comprimée de la dalle à une distance de  $B/2 + y$  du centre de la colonne (figure 2.8) a été choisie comme critique pour la détermination de la résistance du voile. La rupture fût produite quand cette déformation tangentielle atteignait une valeur critique de 0,0019. Il s'agissait donc d'un critère de rupture avec une formulation empirique. Dans le modèle idéal, la rupture était supposée avoir lieu seulement par la ruine du béton dans la direction tangentielle. Or d'après d'autres essais, la rupture était plutôt localisée à la face de colonne où les déformations radiales étaient plus importantes que les déformations tangentielles. Ils ont conclu que l'angle de rotation à la rupture diminue avec l'augmentation du taux d'armature et la diminution des dimensions des colonnes. La charge ultime expérimentale était de 10 à 15 % plus élevée que les valeurs données par les essais sur des dalles avec une armature bidirectionnelle. Ceci peut être attribué à l'effet du goujon de l'armature à travers la fissure de cisaillement. Pour parer à ce problème, ils ont recommandé d'augmenter la charge de rupture prévue de 15 à 20 % afin de tenir en compte l'effet du goujon.





**Figure 2.9** réseau de fissuration de la dalle idéalisée

Nielsen et al. (1978) ont utilisé la théorie de la plasticité afin de prédire la capacité de poinçonnement des dalles en béton armé. La théorie n'était pas en concordance avec l'expérimental. Ceci est probablement dû à l'effet du taux d'armature non pris en compte dans la théorie. Un autre modèle développé par Andra (1982) dans lequel on n'a pas pris en considération les deux membranes et les effets des goujons des barres d'acier qui se croisent avec les fissures de cisaillement. Le modèle a sous-estimé les valeurs mesurées par Kinnunen et Nylander d'environ 30%.

Kirkpatrick et al. (1984) ont développé une approche pour la prédiction de la résistance de dalles en béton soumises aux charges mobiles. L'approche avait l'avantage d'être simple à appliquer et n'exige pas de facteurs empiriques dans le calcul de la résistance au poinçonnement des dalles en béton. Cependant, la méthode ne tient pas en compte de l'amélioration de la capacité ultime en augmentant le taux d'armature de flexion.



Une nouvelle idée a été faite par Shehata et Regan (1989), où ils ont tenu compte de l'effet du goujon dans la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé. Dans leur modèle, ils ont permis la déformation de la partie de la dalle en dessus de la colonne délimitée par les fissures de cisaillement. Ils ont considéré que le béton dans la zone critique rompt par partie sous les contraintes principales de traction ou par ruine du béton dans les directions radiale ou tangentielle.

Marzouk et Hussein (1991) ont utilisé le modèle de Kinnunen et Nylander pour prédire la résistance ultime au poinçonnement d'une dalle bidirectionnelle en béton à haute résistance. Ils ont rapporté que le modèle de Kinnunen et Nylander donne une meilleure prédiction de la résistance au poinçonnement des dalles en béton soumises aux charges concentrées. Les modes de rupture observés étaient classés en trois catégories ; a)- rupture par poinçonnement pure, ce qui se produit quand la dalle montre de petites déflexions avec la plastification de l'armature d'acier localisée en dessus de la colonne, b) rupture par flexion pure, ce qui se produit quand la dalle montre une grande déflexion et la plupart des barres d'armature se plastifient avant que le poinçonnement apparaisse, et c) rupture par cisaillement ductile qui est la transition entre la rupture par poinçonnement pure et la rupture par flexion pure.

Kuang et Morley (1993) ont proposé un modèle théorique de la rupture en plasticité par poinçonnement des dalles en béton à confinement interne. Le modèle avait pris en considération le perfectionnement de la résistance au poinçonnement due au développement de l'action compressive dans les dalles.

Wegner et Mufti (1994) ont rapporté que le modèle développé par Kinnunen et Nylander pourrait être appliqué sur les systèmes de dalles de tabliers armées avec d'autres types d'armature que celle en acier. Ils ont développé leur modèle pour lier la déflexion sous une charge concentrée à une force latérale fournie aux appuis de la dalle résultant du renforcement externe. Ils ont conclu que le modèle montre un bon accord avec les résultats expérimentaux.

Mufti et Newhook (1998) ont développé un modèle théorique pour prédire le comportement des dalles de tablier à confinement interne en béton renforcé par des fibres. Ils ont développé aussi un programme informatique (PUNCH) pour prédire la capacité ultime de ce type de dalles sous charges concentrées. La charge de rupture par poinçonnement fût atteinte quand la déformation circonférentielle du béton près de la surface ( $B/2 + y$ ) atteignait une valeur de 0,002.

## 2.7 Calcul de la résistance au poinçonnement de dalles armées d'acier selon les guides et codes

### 2.7.1 Code ACI (ACI-318-2005)

Les équations de calcul du cisaillement, dans le code de calcul du béton armé Canadien [CSA-A23.3, 2004] et le code Américain de bâtiment ACI [ACI-318, 2005], sont basées sur les travaux de Moe (1961). Les méthodes de calcul dans ces deux codes sont basées sur l'hypothèse suivante : la force de cisaillement ultime est proportionnelle à la racine carrée de la résistance du béton. Les deux codes d'ACI et de CSA calculent la section critique à une distance de  $d/2$  du bord de la charge concentrée.

La résistance à l'effort tranchant des dalles sans armature de cisaillement donnée par le code ACI [ACI-318, 2005],  $V_c$  en unités S.I. est la petite valeur des trois équations suivantes :

$$V_c = \left( 0,17 + \frac{0,34}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.1a)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.1b)$$

$$V_c = \left( 0,166 + 0,83 \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.1c)$$

Où

$V_c$  : résistance nominale au cisaillement fournie par le béton ;

$\beta_c$  : rapport de la longueur sur la largeur de la charge concentrée ;

$b_0$  : périmètre de la section critique à une distance de  $d/2$  du bord de la charge concentrée ;

$f'_c$  : résistance en compression du béton ;

$d$  : distance de la fibre extrême comprimée au centre d'armature de traction ; et

$\alpha_s$  : 4 pour les colonnes intérieures, 3 pour les colonnes de l'extrémité et 2 pour les colonnes de coins.

La capacité de cisaillement du béton  $V_{cf}$  des éléments en flexion utilisant les armatures en PRF comme armature principale est évaluée dans le code [ACI-440.1R-06] comme montré ci-dessous. L'équation proposée tient compte de la rigidité axiale de l'armature en PRF ( $A_f E_f$ ) comparée à celle de l'armature en acier ( $A_s E_s$ ).

$$V_{c,f} = \frac{A_f E_f}{A_s E_s} V_c \quad (2.2)$$

Où

$A_f$  : section d'armature en PRF ;

$A_s$  : section d'armature en acier ;

$E_f$  : module de Young d'armature de traction en PRF ; et

$E_s$  : module de Young d'armature en acier.

### 2.7.2 Code CSA (A23.3-04)

La résistance à l'effort tranchant des dalles sans armature de cisaillement dans le code Canadien CSA [A23.3-04],  $V_c$  en unités S.I. est la petite valeur des équations suivantes :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0,19 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d_v \quad (2.3a)$$

$$V_c = 0,38 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d_v \quad (2.3b)$$

$$V_c = \left(0,19 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d_v \quad (2.3c)$$

Les paramètres de ces équations sont mentionnés dans le modèle d'ACI, à l'exception de  $\alpha_s$  qui égale à 4 pour les colonnes intérieures et 3 pour les colonnes d'extrémités et 2 pour les colonnes d'angle.  $\lambda$  égal à 1 pour un béton à densité normale, 0,85 pour un

béton à densité moyennement faible et 0,75 pour un béton à densité faible.  $\phi_c$  égale à 0,65.  $d_v = 0,9d$

### 2.7.3 Standard Britannique (BS 8110, 1997)

L'équation de calcul de la résistance au cisaillement dans le standard britannique (*British Standard BS-8110, 1997*) est basée sur les résultats de Regan (1974) et il diffère des modèles Nord-Américains. La différence du modèle Britannique est dans la proportionnalité de la résistance à l'effort tranchant du béton à la racine cubique de la résistance de compression du béton au lieu de la racine carrée. Le périmètre de cisaillement critique est supposé être situé à  $1,5 d$  autour des côtés de la colonne. L'équation de calcul de la résistance à l'effort tranchant du standard Britannique en unités S.I. est :

$$V_c = b_0 d \left[ 0,79(100\rho)^{1/3} \left( \frac{400}{d} \right)^{1/4} \left( \frac{f'_c}{25} \right)^{1/3} \right] \quad (2.4)$$

Où

- $V_c$  : résistance nominale fournie par le béton ;
- $b_0$  : périmètre de la section critique à une distance de  $1,5d$  de la charge concentrée ;
- $f'_c$  : résistance en compression de béton ;
- $d$  : distance entre la fibre extrême comprimée et l'armature tendue ; et
- $\rho$  : taux de renforcement de l'armature de flexion.

La résistance à l'effort tranchant des éléments renforcés par des armatures en PRF est donnée dans le code canadien du bâtiment (CSA-S806-02), mais aucune équation n'a été donnée pour le calcul de la résistance au poinçonnement des éléments renforcés par des armatures en PRF.

Les modèles précédents ne peuvent être appliqués directement pour prédire la capacité de la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé avec de PRF (barres, treillis). Ceci est dû à la différence entre les propriétés physiques et mécaniques des armatures en

PRF et celles en acier, notamment celles relatives aux modules d'élasticité et les caractéristiques d'adhérence [Ospina et al. 2003].

## **2.8 Modèles de calcul de la résistance au poinçonnement pour les dalles bidirectionnelles en béton armé de PRF**

Pour les dalles en béton renforcé d'acier et dû au module d'élasticité relativement élevé de l'acier, le facteur dominant qui détermine la résistance au cisaillement est l'aire du béton dans la zone comprimée. Cette aire reste pratiquement inchangée après la fissuration car la profondeur de l'axe neutre varie très peu. Ceci est vrai pour des taux d'armature d'acier communs. Or, les codes de calcul Nord-Américains ne tiennent pas en compte du taux d'armature de flexion dans la détermination de la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé d'acier (El-Gamal 2005). Cependant, dû au module d'élasticité relativement faible des barres en PRF (20 % à 60 % comparé à l'acier), la résistance au cisaillement du béton des dalles armé de PRF est plus sensible à la rigidité de l'armature quand la profondeur de l'axe neutre est réduite significativement après la fissuration.

Quelques modèles empiriques pour prédire la résistance au poinçonnement des dalles en béton renforcé par des barres de PRF ont été développés et introduits par différents chercheurs comme décrit ci-dessous

### **2.8.1 Modèle japonais (JSCE 1997)**

Le modèle japonais prend en considération les éléments en béton armé PRF. Comme les modèles d'ACI et de CSA, la méthode de calcul japonais (JSCE, 1997) est basée sur l'hypothèse que résistance au cisaillement est proportionnelle à la racine carrée de la résistance en compression du béton. Cette résistance pour les dalles sans armature de cisaillement est donnée (JSCE 1997) par l'équation suivante en unités S.I. :

$$V_c = \beta_d \beta_p \beta_r f_{pcd} b_0 d / \gamma \quad (2.5a)$$

Où :

$$f_{pcd} = \min(0,2\sqrt{f'_c}; 1,2) \text{ (MPa)} \quad (2.5b)$$

$$\beta_d = \min(\sqrt[4]{1000/d}; 1,5) \quad (2.5c)$$

$$\beta_p = \min\left(\sqrt[3]{100\rho \frac{E_{PRF}}{E_{acier}}}; 1,5\right) \quad (2.5d)$$

$$\beta_r = 1 + \frac{1}{1 + \frac{0,25u}{d}} \quad (2.5e)$$

- $u$  longueur périphérique de la surface chargée ;
- $d$  distance entre la fibre extrême comprimée et le centre l'armature tendue (mm)
- $b_0$  périmètre de la section critique à une distance de  $d/2$  de la charge concentrée ;
- $E_{PRF}$  module de Young de l'armature de PRF en traction ;
- $E_{acier}$  module de Young de l'acier ; et
- $\rho$  valeur moyenne du taux d'armature dans les deux directions.

## 2.8.2 Modèle proposé par El-Ghandour et al. (1999)

El-Ghandour et al. (1999, 2003) ont effectué des essais sur des dalles en béton armé de PRF avec et sans armatures de cisaillement. Ils ont étudié les deux approches de déformation et de contrainte utilisées pour déterminer la résistance en cisaillement des dalles en béton armé de PRF. L'idée est de convertir la section d'armature de PRF actuelle à une section d'acier équivalente et l'utiliser dans les équations des dalles renforcées avec de l'acier. Ils ont conclu que l'approche de déformation représente une limite inférieure et l'approche de contrainte représente une limite supérieure pour la capacité en cisaillement. Ils ont introduit une approche modifiée qui incorpore les deux approches, déformation et contrainte, comme une modification de la section de PRF équivalente à la section d'acier utilisée dans l'approche du code Britannique (BS-8110-1997).

En parallèle, ils ont effectué des essais sur des dalles en béton armé de PRF. Ils ont comparé la capacité ultime avec celle prévue par les différents codes. Ils ont suggéré aussi de modifier l'équation d'ACI-318 en multipliant la valeur de la résistance à l'effort tranchant par le terme  $(E_{PRF}/E_{acier})^{1/3}$  comme suit :

$$V_{c,El} = 0,33\sqrt{f'_c}\left(\frac{E_{PRF}}{E_{acier}}\right)^{1/3} b_0 d \quad (2.6)$$

Où :

$f'_c$  : résistance en compression du béton (MPa) ;

$E_{fibre}$  : module de Young de l'armature de PRF (GPa);

$E_{acier}$  : module de Young de l'acier (GPa) ;

$b_0$  : périmètre de la section critique à une distance de  $d/2$  de la charge concentrée (mm),

$d$  : hauteur effective de la dalle (mm).

Ils ont conclu que la modification mène à des prédictions plus précises de la capacité de cisaillement de leurs dalles armés de PRF et testées sans armature de cisaillement.

### 2.8.3 Modèle proposé par Matthys et Taerwe (2000)

Matthys et Taerwe (2000) ont étudié le comportement au poinçonnement des dalles en béton armé avec différents types de treillis de PRF. Les résultats des tests ont montré que les dalles armées de PRF, ayant une résistance en flexion similaire à celle de la dalle de contrôle, atteignent une charge de poinçonnement et une rigidité inférieures. Ils ont aussi conclu que l'augmentation de l'épaisseur de la dalle améliore le comportement de fissuration, la charge ultime et la rigidité à l'état de fissuration complète. Ils ont noté que, plus la rigidité axiale ( $\rho E$ ) de l'armature de traction en PRF croît, plus la capacité de poinçonnement croît et la déflexion de la dalle à ultime décroît. À partir des résultats des essais, ils ont suggéré de modifier l'équation donnée par le code Britannique (BS-8110-97) pour tenir compte de l'utilisation des barres en PRF. L'équation proposée pour la détermination de la résistance au poinçonnement est comme suit :

$$V_{c,MT} = 1,36 \frac{\left(100\rho_f \frac{E_{PRF}}{E_{Acier}} f_c'\right)^{\frac{1}{3}}}{d^{\frac{1}{4}}} b_0 d \quad (2.7)$$

Où :

$\rho_f$  : taux d'armature en traction ;

$b_0$  : le carré ou le rectangle du périmètre de contrôle à une distance de  $1,5d$  de la charge concentrée (mm) ; les autres paramètres sont donnés dans l'équation précédente (2.4).

#### 2.8.4 Modèle proposé par Ospina et al. (2003)

Ospina et al. (2003) ont examiné le comportement au poinçonnement de dalles renforcées par des barres et treillis en PRF. Les résultats des tests ont montré que les dalles renforcées par des armatures en PRF suivent le même comportement observé par Kinnunen et Nylander sur les dalles renforcées par des armatures en acier. Le comportement était affecté par la rigidité axiale ( $\rho E$ ) de l'armature en traction et l'adhérence de ces barres avec le béton. Ils ont introduit une modification sur l'équation présentée par Matthys et Taerwe (2000) comme suit :

$$V_{c,Osp} = 2,77 (\rho_f f_c')^{\frac{1}{3}} \sqrt{\frac{E_{PRF}}{E_{acier}}} b_0 d \quad (2.8)$$

Où tous les paramètres sont définis dans l'équation précédente (2.7).

#### 2.8.5 Modèle proposé par El-Gamal et al. (2005)

El-Gamal et al. (2005) ont proposé une équation qui tient compte de la plupart des facteurs donnés par les résultats de la littérature affectant la résistance au poinçonnement d'une dalle de tablier à confinement interne en béton armé de PRF. Ces facteurs sont la rigidité flexionnelle de l'armature transversale inférieure et la rigidité dans le plan des dalles engendrée par les panneaux adjacents dans les deux directions transversale et



longitudinale. Aussi, la présence d'une poutre à l'extrémité libre de la dalle fournit un encastrement longitudinal dans le plan. L'équation proposée considère tous ces facteurs et résulte d'une modification de celle d'ACI 318-2005 en ajoutant les effets de la rigidité flexionnelle de l'armature inférieure principale, et l'effet de la continuité dans la direction longitudinale et/ou transversale ; elle s'écrit comme suit :

$$V_{c,G} = 0,33\sqrt{f'_c}b_0d\alpha(1,2)^N \quad (2.9a)$$

Où :

$N$  : représente l'effet de continuité de la dalle sur la résistance au poinçonnement, = 0 pour une travée de dalle dans les deux directions, = 1 pour une dalle continue dans une direction, = 2 pour une dalle continue dans les deux directions ;

$\alpha$  : est une fonction de la rigidité flexionnelle de l'armature inférieure principale, de la surface de charge appliquée et de la hauteur effective de la dalle.

$$\alpha = 0,62(\rho_f E_f)^{\frac{1}{3}} \left(1 + \frac{8d}{b_0}\right) \quad (2.9b)$$

Où,

$\rho_f$  et  $E_f$  : sont le taux d'armature et le module d'élasticité (GPa) de l'armature principale inférieure, respectivement ;

$d$  : hauteur effective de la dalle (mm); et

$b_0$  : périmètre de la section critique à une distance de  $d/2$  de la charge concentrée (mm),

### 2.8.6 Modèle d'ACI 440.1R-06 (2006)

ACI 440.1R-06 traite de l'utilisation de l'armature en PRF dans les structures en béton armé. L'équation proposée est la suivante :

$$V_c = \frac{4}{5}\sqrt{f'_c}b_0c \quad (2.10a)$$

$b_0$  : le périmètre de la section critique à une distance de  $d/2$  de la face de colonne (mm). En plus, la forme de la surface critique devrait être la même que celle de la colonne ; et

$c$  : la profondeur de l'axe neutre de la section fissurée transformée (mm),  $c = kd$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (2.10b)$$

$n_f$  rapport des modules ( $E_{prf}/E_{béton}$ )

L'équation (2.10a) peut être écrite comme suit :

$$V_c = \left(\frac{5k}{2}\right) 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.10c)$$

L'équation 2.10c est l'équation simple de la résistance au poinçonnement pour les dalles renforcées en acier donnée par l'ACI 318-05 et modifiée par le facteur  $\left(\frac{5k}{2}\right)$  qui prend en compte la rigidité axiale de l'armature en PRF.

## **CHAPITRE 3**

### **PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

#### **3.1 Généralités**

Le programme expérimental présenté ici a pour objectif l'étude du comportement des dalles de tabliers de ponts à confinement interne renforcées par différents types d'armature en PRF et différents taux de renforcement.

Un total de huit dalles en béton, à échelle réelle, a été fabriqué pour réaliser le programme expérimental au laboratoire. Six dalles sont renforcées de barres en PRFV, une septième dalle est renforcée, pour l'assemblage inférieur, de barres en PRFC suivant la direction transversale et de barres en PRFV dans les autres directions. La huitième dalle est renforcée de barres d'armature en acier. Les dalles sont appuyées sur deux poutres métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et sont soumises à une charge statique concentrée. Le chargement est appliqué sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm afin de simuler une charge de camion (87,5 kN – CL-625) conformément au code Canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6). Les paramètres d'essai sont l'épaisseur des dalles, le type et le taux d'armature dans la direction transversale inférieure, la résistance à la compression du béton, ainsi que le taux d'armature dans les autres directions (les deux directions transversale et longitudinale pour l'assemblage supérieur et la direction longitudinale pour assemblage inférieur).

#### **3.2 Propriétés des matériaux**

##### **3.2.1 Propriétés du béton**

Trois types de béton ont été utilisés pour fabriquer les dalles. Le premier type de béton est un béton ordinaire, (béton de Type V, selon les spécifications du Ministère des Transports du Québec) ayant une résistance à la compression de 35 MPa à 28 jours. Ce

béton été utilisé pour fabriquer sept dalles. La composition du béton est comme suit : 746 kg de gros granulats (10 à 20 mm), 544 kg de sable, 300 kg de ciment Portland (type 10). Le rapport eau/ciment est de 0,30 avec 5 % d'air. La résistance réelle du béton varie entre 35 MPa et 43 MPa. Cette variation est due au temps de cure du béton qui variait entre 28 et 56 jours. Le deuxième béton est un béton ordinaire ayant une résistance un peu plus élevée par rapport au premier béton. La résistance à la compression de ce béton est de 53,1 MPa. Ce béton est constitué de (pour un mètre cube de béton frais) 1295 kg de gros granulats (5 à 20 mm), de 941 kg de sable et de 520 kg de ciment Portland (type 10). Ce béton a un rapport eau/ciment de 0,30 avec 5 % d'air. Cependant, le troisième béton utilisé a une résistance à la compression de 65 MPa à 28 jours. La composition de ce béton est comme suit (pour un mètre cube de béton frais): 1230 kg de gros granulats (5 à 20 mm), 938 kg de sable et de 446 kg de ciment Portland (type 10). Ce béton présente un rapport eau/ciment de 0,12 avec 2 % d'air. Le béton est fourni par un camion malaxeur et sa résistance à la compression est obtenue par l'écrasement de 3 cylindres de béton ayant 200 mm de hauteur et 100 mm de diamètre.

### **3.2.2 Propriétés de l'armature en acier**

Les barres d'armature en acier utilisées pour le renforcement de la dalle de contrôle D-Ac sont de type 10M (diamètre 11,3 mm) avec une limite élastique de 453 MPa. Les propriétés mécaniques de ces barres sont déterminées suivant les normes en vigueur.

### **3.2.3 Propriétés de l'armature en PRF**

Deux types de barres en polymères renforcées de fibres (PRF) sont utilisées dans les dalles expérimentales de cette étude; des barres V-ROD<sup>TM</sup> à base de fibres de verre (PRFV) et des barres V-ROD<sup>TM</sup> à base de fibres de carbone (PRFC). Les barres V-ROD<sup>TM</sup> de PRFV [Pultrall Inc. 2004] sont fabriquées par pultrusion suivi d'un processus de recouvrement en ligne de sable et de résine pour la surface extérieure. Ces barres de PRFV sont fabriquées avec des fibres de verre de type E à haute résistance (73% de fibre par volume) et une résine vinyl ester modifiée. Les barres en PRFC sont fabriquées avec des fibres de carbone continues noyées dans une résine vinyl ester. Pour les barres en PRF de verre, deux différents diamètres sont utilisés [No. 13 (12,7mm) et No. 16

(15,9mm)]. Trois différents lots de barres en PRFV de 15,9 mm de diamètre ont été utilisés : le premier lot a été fabriqué en 2004, le deuxième lot en 2006 et le troisième est un lot de barres lisses. Pour les barres en PRFC, seul le diamètre de 9,5 mm est utilisé dans cette étude. La figure 3.1 montre une photo des barres d'armature en PRFV utilisées dans cette recherche. Les propriétés en traction des barres d'armature sont déterminées en effectuant des essais de traction sur des spécimens selon la norme de l'ACI 440.3R-04, CAN/CSA S6-06 (2006) et S806-02 (2002). Les propriétés physiques, mécaniques et élastiques des 3 types de barres d'armature (acier, PRFV et PRFC) utilisées dans cette étude sont données dans le Tableau 3.1.

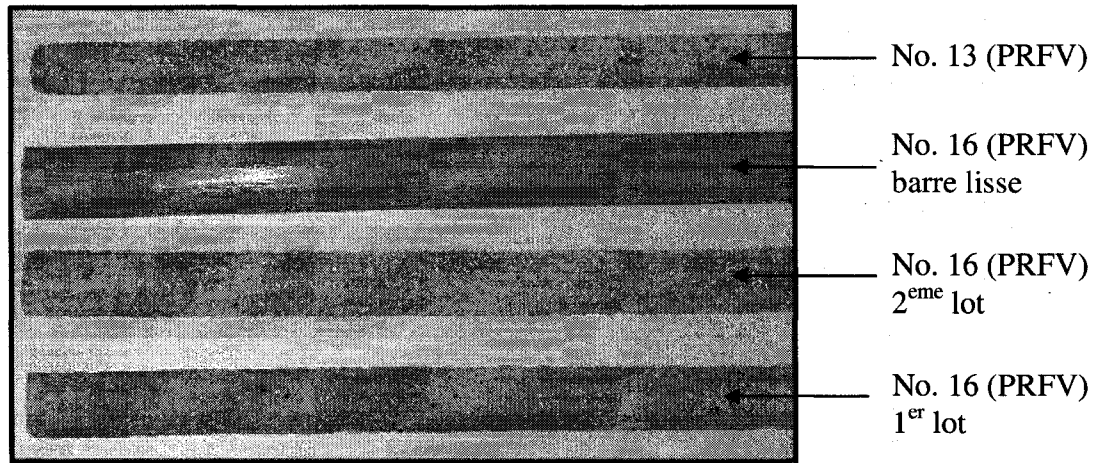
**Tableau 3.1** Propriétés mécaniques des 3 types de barres d'armature

Type de barre		Diamètre (mm)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement max. (%)
Acier	No. 10M	11,3	100	200	$f_y^* = 453$	$\varepsilon_y^* = 0,2$
	No. 13	12,7	128	$41,0 \pm 2,14$	$768,9 \pm 33,6$ [668]*	$1,87 \pm 0,02$ [1,81]**
PRFV	No. 16 Lot 1	15,9	198,6	$42,3 \pm 1,5$	$733,8 \pm 27,5$ [651]*	$1,73 \pm 0,02$ [1,67]**
	No. 16 Lot 2	15,9	198,6	$41,6 \pm 1,5$	$778,5 \pm 16,2$ [730]*	$1,87 \pm 0,01$ [1,84]**
	No. 16 Barres lisses	15,9	198,6	$51,5 \pm 0,4$	$722,6 \pm 23,0$ [654]*	$1,4 \pm 0,02$ [1,36]**
	No. 10	9,5	71,0	$122 \pm 2,4$	$1444 \pm 18,0$ [1390]*	$1,23 \pm 0,07$ [1,02]**

$f_y^*$  et  $\varepsilon_y^*$  sont la résistance d'écoulement et l'allongement d'écoulement des barres d'acier, respectivement.

\*La résistance en traction garantie = la résistance en traction moyenne – 3 fois l'écart type

\*\*L'allongement en traction garantie = l'allongement en traction moyen – 3 fois l'écart type

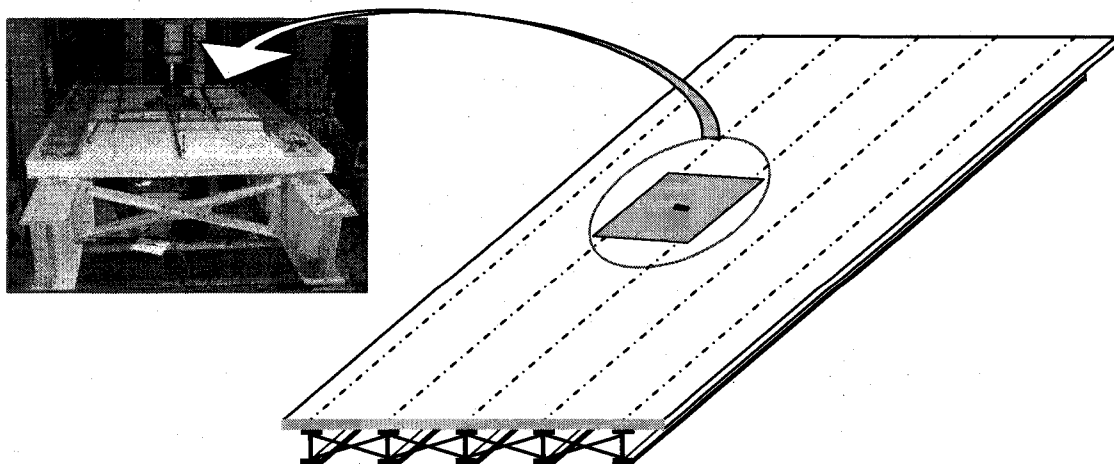


**Figure 3.1** Photo montrant les différents types d'armature en PRFV utilisées

### 3.3 Échantillons d'essai

#### 3.3.1 Généralités

Les prototypes des dalles de tabliers à grande échelle sont dimensionnés afin de représenter une partie du tablier d'un pont sous une charge de roue concentrée. Les prototypes de dalles sont supposés se comporter comme une partie d'un tablier de pont. La localisation des prototypes de dalles sur un tablier de pont est illustrée par la figure 3.2. La conception est faite pour étudier la capacité ultime, la déformation dans les barres et le béton, la déflexion et la largeur des fissures des différents prototypes de dalles.

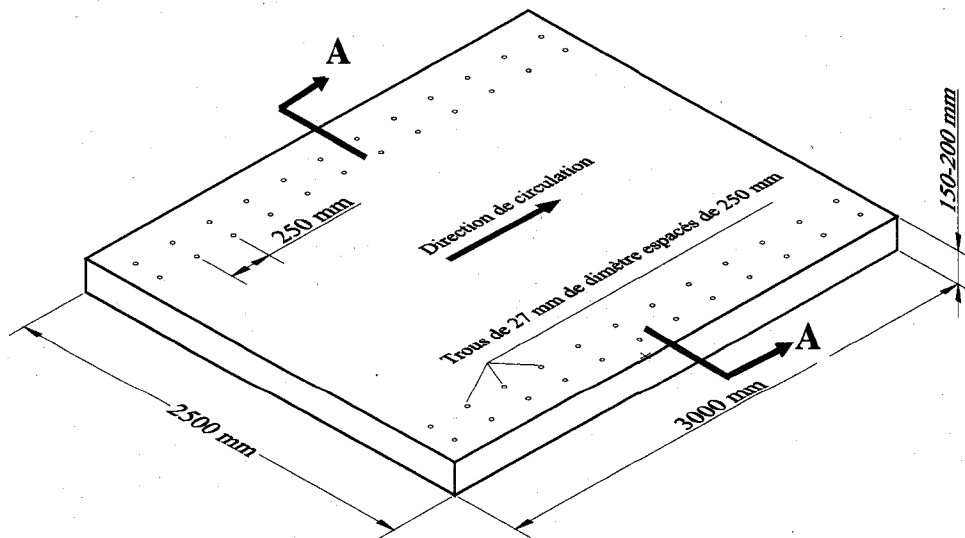


**Figure 3.2** Un échantillon d'essai comme une partie d'un tablier de pont

Le principal prototype a été dimensionné au département de génie civil de l'université de Sherbrooke par Sherif El-Gamal (2004). Afin de compléter le programme de recherche entamé par le groupe de recherche, le même prototype a été utilisé dans cette étude.

### 3.3.2 Dalles d'essai

Le programme expérimental comprend huit dalles de tablier de pont en béton armé, à grande échelle (2500 mm de largeur, 3000 mm de longueur et une épaisseur variable). Ces dalles sont fabriquées et testées au laboratoire jusqu'à la rupture. Elles sont appuyées sur deux poutres métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et soumises à une charge concentrée statique sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm afin de simuler une charge de camion conformément au code Canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6). La connexion de la dalle aux poutres métalliques s'est faite à l'aide de boulons métalliques suivant les deux côtés longitudinaux. Deux épaisseurs de dalles sont utilisées, soit 150 mm et 175 mm. La figure 3.3 montre les dimensions des dalles d'essai. En plus de l'épaisseur, la résistance à la compression du béton, le taux d'armature et le type d'armature sont les paramètres d'étude retenus pour ce programme expérimental. Un enrobage minimum de béton (inférieur et supérieur) de 25 mm est utilisé pour toutes les dalles comme le spécifie l'article 16.4.4 du code Canadien sur le calcul des ponts routiers ( $35 \pm 10$  mm).



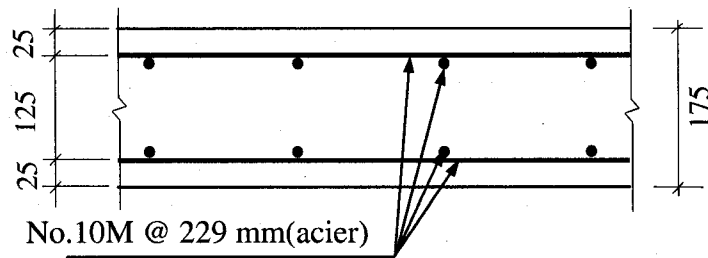
**Figure 3.3** Dimensions des dalles d'essai

Les dalles testées sont divisées en trois groupes : le premier groupe contient deux dalles, l'une renforcée avec des barres d'armature en acier conventionnel pour des fins de comparaison, l'autre renforcée avec des barres en PRFC suivant la direction transversale de l'assemblage inférieur (direction principale) et des barres en PRFV suivant les autres directions. Le deuxième groupe contient quatre dalles renforcées avec des barres en PRFV dont trois ont la même épaisseur (175 mm) parmi lesquelles deux dalles sont renforcées de barres d'armature à surface sablée et l'autre avec des barres lisses. La quatrième dalle de 150 mm d'épaisseur est renforcée de barres en PRFV. Le troisième groupe contient deux dalles renforcées de barres en PRFV avec un faible taux d'armature; et le quatrième groupe contient une dalle en béton à haute résistance renforcée avec des barres en PRFV.

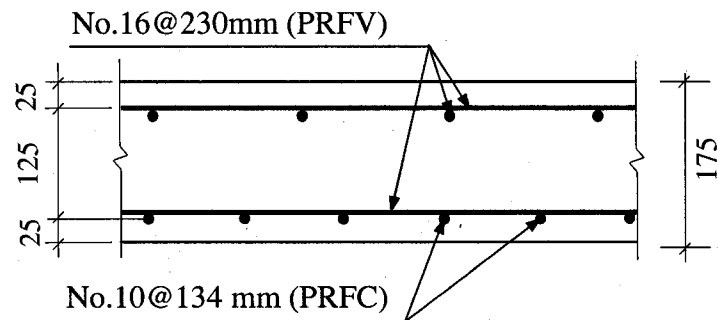
#### **Premier groupe de dalles:**

Ce groupe contient deux dalles, la première dalle (D-Ac) est renforcée avec des barres d'acier conventionnel dans les deux directions pour des fins de comparaison. Cette dalle de contrôle est dimensionnée à l'aide de la méthode de calcul empirique spécifiée par le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-2006] (Article 8.18.4.2) avec un taux d'armature de 0,3 % (No. 10M@229 mm) suivant toutes les directions. La deuxième dalle de ce groupe, D-C, est renforcée avec des barres No. 10 ( $d_b = 9,5$  mm) en PRFC dans la direction transversale (assemblage inférieur) avec un taux d'armature de 0,4% (No.10@134 mm). Le renforcement dans les autres directions est assuré par des barres No. 16 ( $d_b = 15,9$  mm) en PRFV avec un taux d'armature de 0,6% (No. 16@230 mm). Le taux d'armature de la dalle D-C est choisi pour avoir une rigidité en flexion proche de celle de la dalle de contrôle. L'épaisseur de ces deux prototypes de dalle est de 175 mm et l'enrobage (supérieur et inférieur) du béton est de 25 mm. Cet enrobage sera constant pour le reste des spécimens de dalles testées dans ce programme de recherche. La figure 3.4 montre les dimensions et les détails de l'armature d'acier de la dalle de contrôle (D-Ac) et de la dalle D-C.





a) Coupe transversale (A-A) de la dalle D-Ac



b) Coupe transversale (A-A) de la dalle D-C

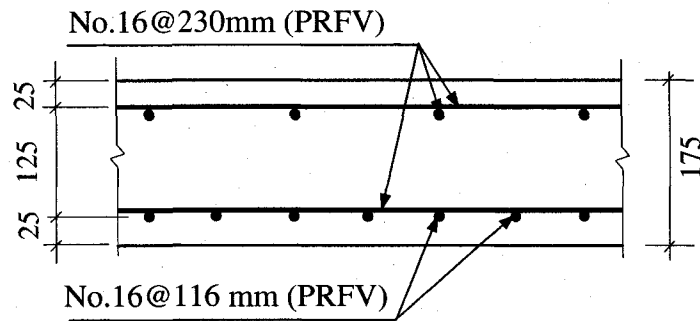
Les dimensions sont en mm

**Figure 3.4** Détails de l'armature des dalles D-Ac et D-C

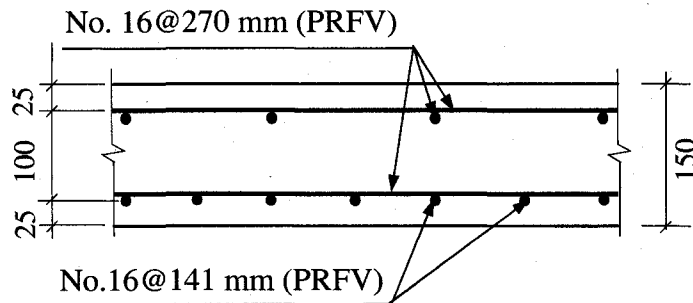
### Deuxième groupe de dalles:

Ce groupe contient quatre prototypes de dalles renforcées de barres d'armature en PRFV No. 16 (notées D-V1, D-V2, D-V3, et D-V4). Toutes ces dalles ont le même taux d'armature de 1,2 % suivant la direction transversale inférieure et de 0,6 % suivant les autres directions. Les dalles D-V1, D-V3 et D-V4 ont 175 mm d'épaisseur. Pour ces trois dalles, il y a une barre d'armature No. 16 @ 116 mm suivant la direction inférieure transversale et une barre d'armature No. 16 @ 230 mm suivant les autres directions. Les dalles D-V1 et D-V4 sont renforcées avec des barres à surface sablée. Cependant, la résistance à la compression du béton est de 35,2 et 64,8 MPa, respectivement, pour les dalles D-V1 et D-V4. La dalle D-V3 ayant un béton ordinaire, est renforcée avec des barres en PRFV lisses afin d'étudier l'influence de la surface des barres sur le comportement des dalles. La dalle D-V2 a une épaisseur de 150 mm et armée de barres No. 16 @ 141 mm dans la direction transversale de l'assemblage d'armature inférieur et

une barre No. 16 @ 270 mm suivant les autres directions. Elle a été renforcée par des barres à recouvrement sablé. Cette dernière dalle est préparée afin d'étudier l'influence de l'épaisseur sur le comportement des dalles en la comparant à la première dalle de ce groupe (D-V1). La figure 3.5 montre les dimensions et les détails de l'armature en PRFV des dalles D-V1, D-V2, D-V3, et D-V4.



a) Coupe transversale (A-A) des dalles D-V1, D-V3 et D-V4



b) Coupe transversale (A-A) de la dalle D-V2

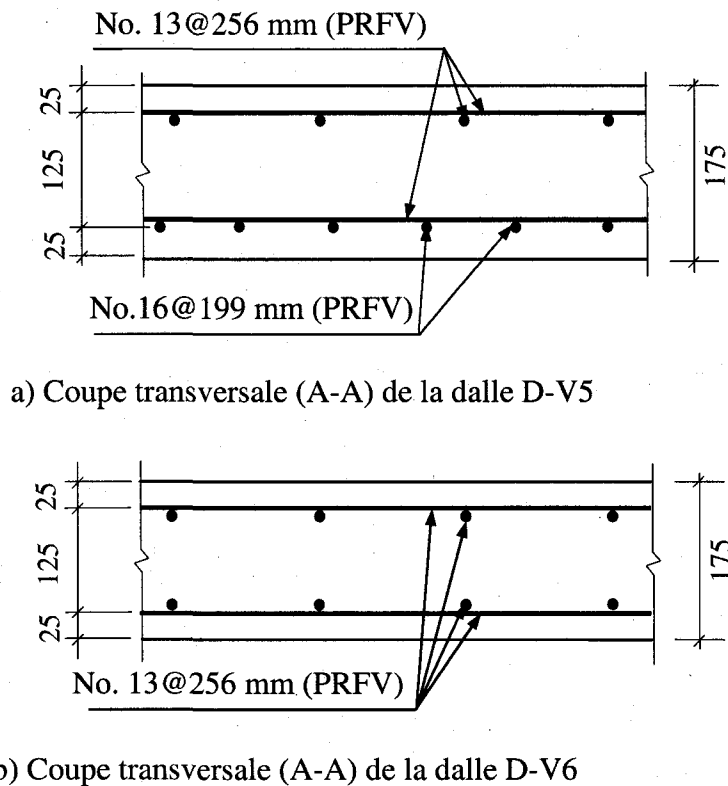
Les dimensions sont en mm

**Figure 3.5** Détails de l'armature des dalles D-V1, D-V2, D-V3 et D-4

### **Troisième groupe de dalles:**

Ce groupe contient deux dalles renforcées de barres en PRFV, soit D-V5 et D-V6. La première dalle (D-V5) de ce groupe a un taux d'armature de 0,7 % suivant la direction transversale (assemblage inférieure) ce qui donne une barre No. 16 @ 199 mm. Ce taux d'armature représente le double du minimum de l'armature en PRFV recommandé par

l'article 16.8.7.1(c) du code Canadian sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06]. Le taux d'armature suivant les autres directions est de 0,35 %, ce qui donne une barre No. 13 ( $d_p = 12,7\text{mm}$ ) @ 256 mm. La deuxième dalle de ce groupe (D-V6) est renforcée entièrement avec des barres en PRFV No. 13 avec un taux d'armature de 0,35 % suivant toutes les directions. Elle a une barre No. 13 @ 256 mm pour les deux assemblages d'armatures. Ces deux dalles (D-V5 et D-V6) sont préparées afin d'étudier l'effet de la combinaison de la résistance élevée à la compression du béton ordinaire avec un taux d'armature inférieur à celui recommandé par l'article 16.8.7.1(c) du code [CAN/CSA-S6-06]. La figure 3.6 montre les dimensions et les détails de l'armature en PRFV des dalles D-V5, et D-V6.



Les dimensions sont en mm

**Figure 3.6** Détails de l'armature des dalles D-V5 et D-6

Le tableau 3.2 résume les détails et les configurations de tous les prototypes de dalles détaillés des trois groupes.

**Tableau 3.2** Détails de l'armature des dalles et la résistance à la compression de béton ainsi que l'épaisseur de ces dalles

Groupe	Dalle	Hauteur (mm)	$f'_c$ (MPa)	Taux d'armature de la section transversale inférieure $\rho$ (%)	Rigidité axiale ( $\rho \times E$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	Configuration de l'armature		
						assemblage inférieur		assemblage supérieur
						Direction transversale	Direction longitudinale	Directions transversale et longitudinale
Premier groupe	D-Ac	175	42,3	0,3	600	No.10M@229 mm (acier) (dans les directions)		
	D-C	175	40,3	0,4	448	No.10@134 mm (PRFC)	No.16@230mm (PRFV)	
	D-V1	175	35,2	1,2	508	No.16@116 mm	No.16@230mm	
Deuxième groupe	D-V2	150	35,2	1,2	508	No.16@141 mm	No. 16@270 mm	
	D-V3	175	37,2	1,2	618	No.16@116 mm	No.16@230mm	
	D-V4	175	64,8	1,2	500	No.16@116 mm	No.16@230mm	
	D-V5	175	53,1	0,7	287	No.16@199 mm.	No. 13 @ 256 mm	
Troisième groupe	D-V6	175	53,1	0,35	144	No. 13 @ 256 mm (dans les deux directions)		

D : dalle

V : armée de barres en PRFV

C : armée de barres en PRFC

Ac : armée de barres en acier

E : Module d'élasticité (MPa)

## 3.4 Fabrication des échantillons d'essai

### 3.4.1 Coffrage

Deux coffrages ont été fabriqués et utilisés pour préparer les prototypes. Chaque coffrage possède quatre séries de trous positionnées à la base du coffrage comme montré sur la Figure 3.7. Les trous sont espacés de 250 mm et 180 mm suivant les directions longitudinale et transversale, respectivement. Deux plaques de bois, trouées de la même façon et aux mêmes endroits que la base du coffrage, sont posées et fixées sur le coffrage (figure 3.7). Des tubes en PVC sont introduits verticalement dans les trous des plaques de bois et ceux de la base du coffrage. Quelques heures après le coulage de béton, les tubes en plastique sont extraits des dalles. Les trous réalisés serviront à fixer les dalles sur les poutres d'acier du dispositif expérimental à l'aide des boulons en acier. Le dessin du coffrage est illustré à la figure 3.7.

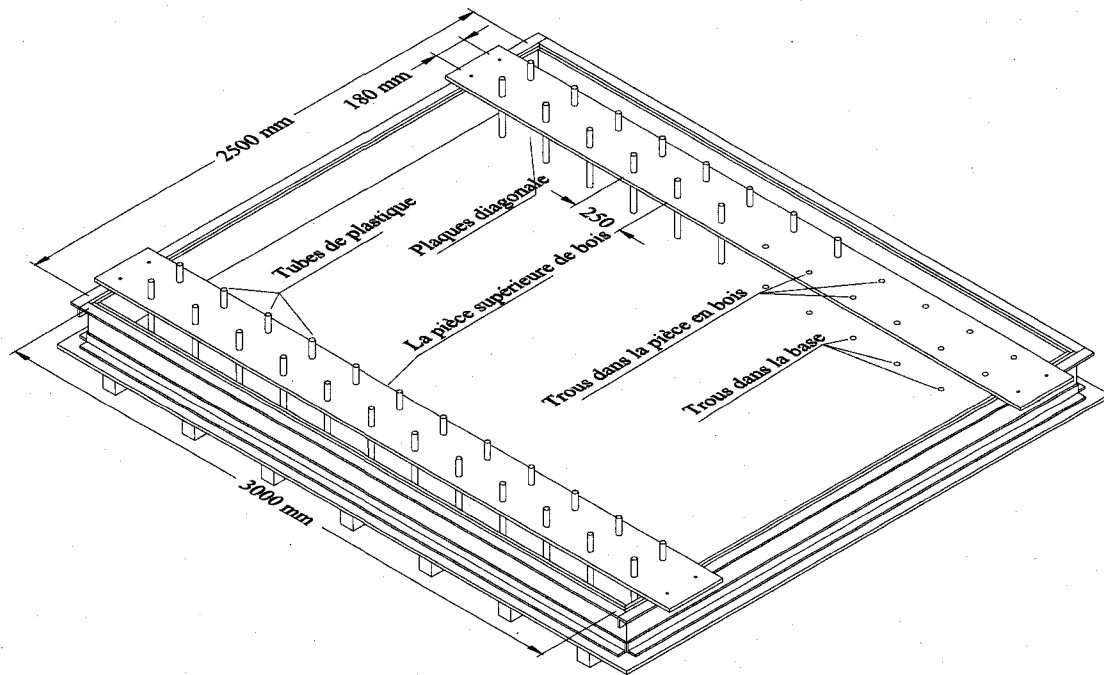
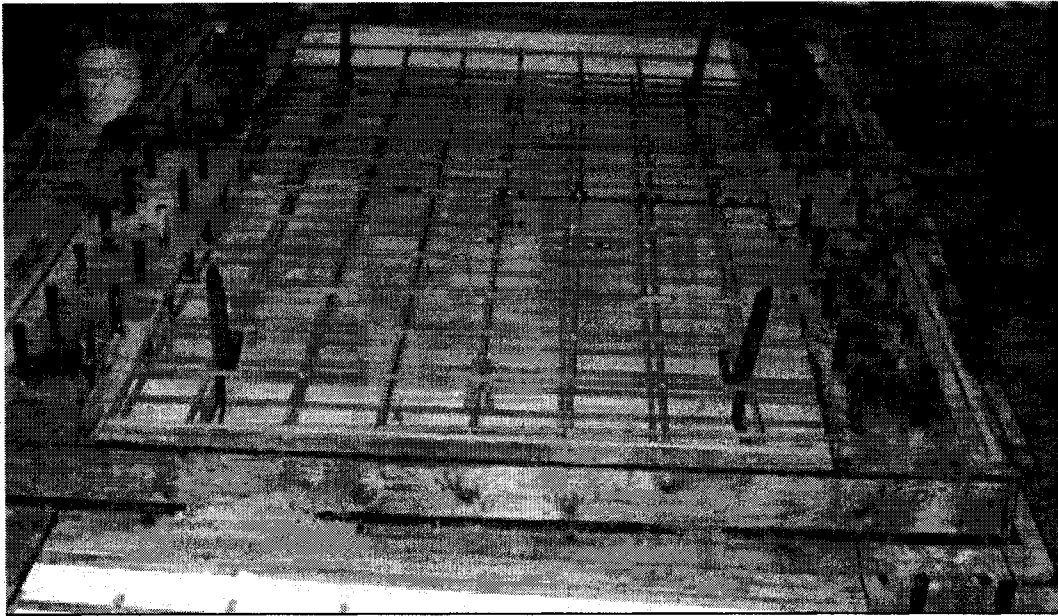


Figure 3.7 Schéma du coffrage

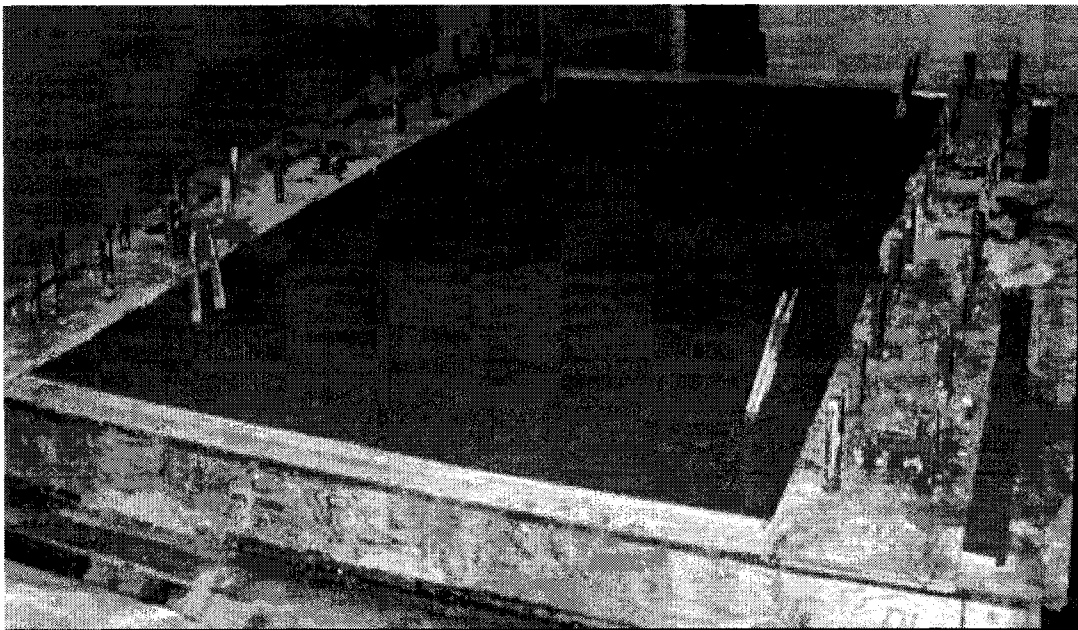
### **3.4.2 Préparation des armatures et coulage du béton**

Les barres d'armature en acier et en PRF sont coupées selon les longueurs nécessaires puis assemblées selon le taux d'armature voulu pour former les cages d'armature des prototypes de dalles. Les barres sont assemblées à l'aide d'attaches en plastique afin de conserver leur espacement et orientation lors du coulage de béton. Des chaises de plastique sont utilisées pour respecter l'enrobage (supérieur et inférieur) retenu du béton. Par la suite les deux assemblages d'armature sont posés dans le coffrage.

Après avoir placé les deux assemblages d'armature, un béton déjà préparé à l'usine, est coulé et vibré. Neuf cylindres standards en béton dont six ayant les dimensions  $100 \times 200$  mm et trois de  $150 \times 300$  mm, sont prélevés à chaque coulée de béton. Ces cylindres ont servi à déterminer la résistance à la compression et à la traction du béton. Quelques heures après chaque coulage, les dalles sont recouvertes de feuilles de plastique et humidifiées régulièrement afin de garder une humidité constante aux bords des dalles et assurer un meilleur mûrissement du béton. Après deux semaines, les dalles sont décoffrées pour finir le mûrissement. Les dalles sont par la suite transportées au laboratoire du département de génie civil quelques jours avant le test. La figure 3.8 montre une photo de dalle avant et après le coulage du béton.



a) Avant le coulage



b) Après le coulage

Figure 3.8 Photos montrant une dalle : a) avant le coulage du béton et b) après le coulage du béton

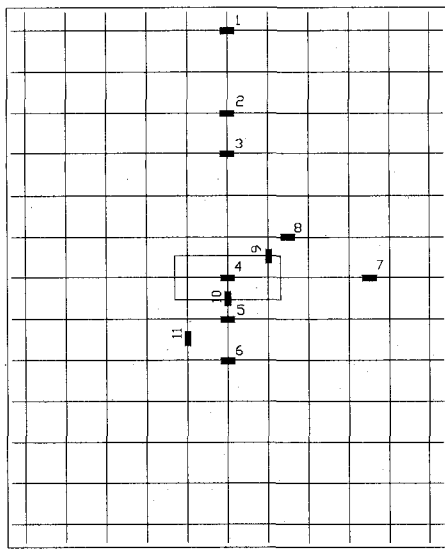
### 3.4.3 Instrumentation des dalles

Pour chaque dalle, plusieurs jauges de déformation électrique de 6 mm de longueur (avec une résistance nominale de  $120,4 \pm 0,4 \Omega$  et un facteur de jauge égal à  $2,10 \pm 10 \%$ ) sont utilisées pour mesurer les déformations dans les barres inférieures et supérieures). La figure 3.9 montre la disposition des jauges sur les barres d'armatures pour les différentes dalles. Quatre jauges de déformation électrique de 67 mm de longueur (avec une résistance nominale de  $120,2 \pm 0,2 \Omega$  et un facteur de jauge égal à  $2,12 \pm 10 \%$ ) sont utilisées pour mesurer les déformations de compression du béton à différents endroits sur la surface supérieure des dalles autour de la charge appliquée. La figure 3.10 illustre la localisation des jauges de déformation du béton.

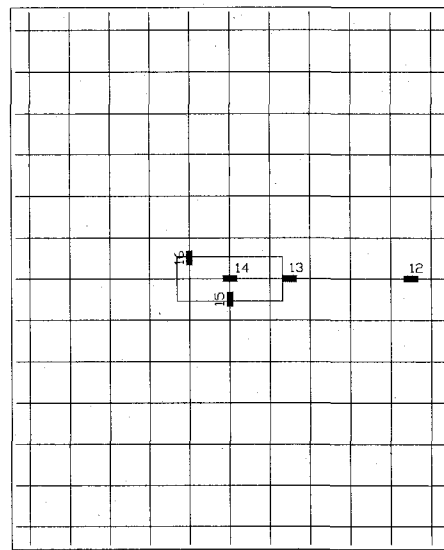
Six capteurs de déplacement linéaire (LVDTs) sont utilisés pour mesurer la flèche à différents points sur les dalles ainsi que sur l'une des deux poutres de support comme le montre la figure 3.11. Aussi, un LVDT de haute précision ( $\pm 0,001 \text{ mm}$ ) est utilisé pour mesurer l'ouverture de la première fissure longitudinale qui apparaît sur la surface inférieure de la dalle comme le montre la figure 3.12.

Toutes les jauges de déformation et les capteurs de déplacement linéaire (LVDTs) ainsi que la cellule de charge sont reliés à un système d'acquisition de données. Le système, à son tour, est connecté à un ordinateur afin d'enregistrer toutes les déformations et les déplacements en fonction de la charge appliquée.

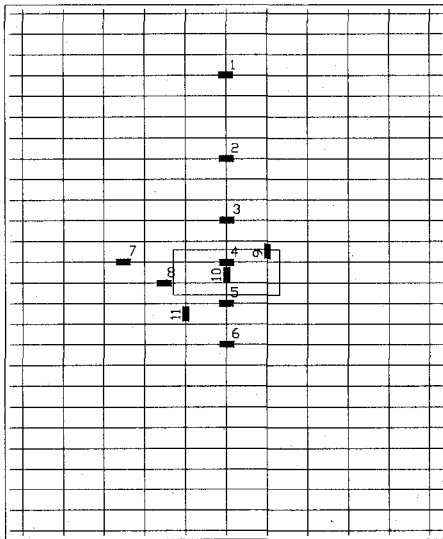




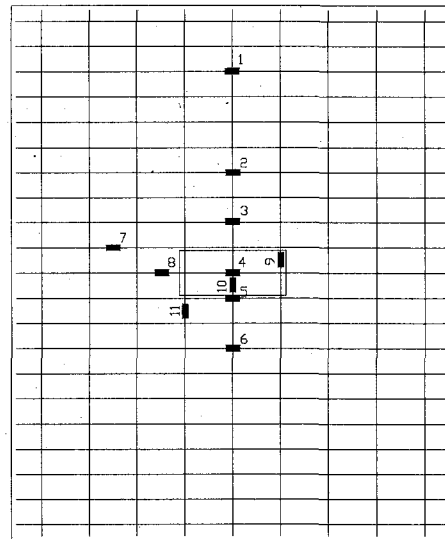
a) Lit d'armature inférieure de la dalle D-Ac



b) Lit d'armature supérieure des dalles :  
D-Ac D-C, D-V1, D-V3, et D-V4

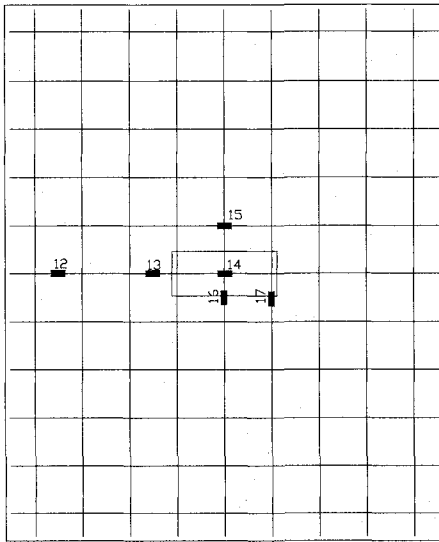


c) Lit d'armature inférieure des dalles D-V1  
D-V3, et D-V4, D-V3, et D-V4

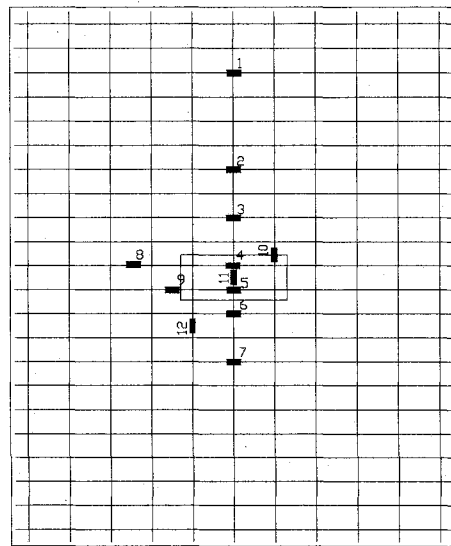


d) Lit d'armature inférieure de la  
dalle D-V2

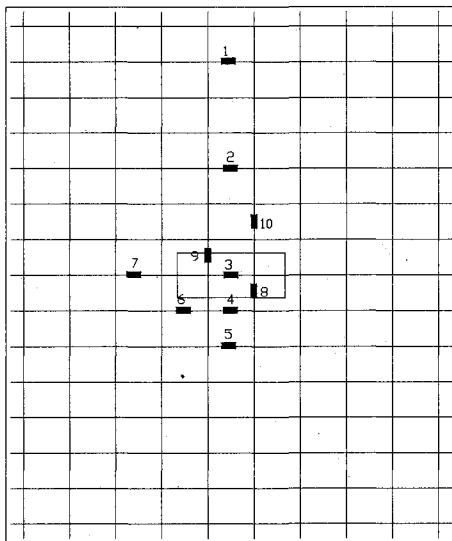
**Figure 3.9** Localisations des jauges sur les barres d'armature des assemblages supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai



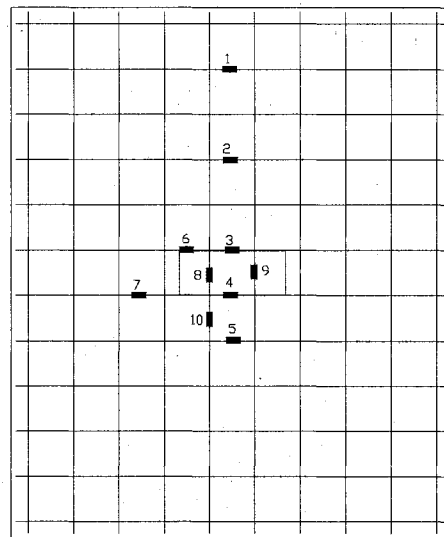
e) Lit d'armature supérieure de la dalle D-V2



f) Lit d'armature inférieure de la dalle D-C

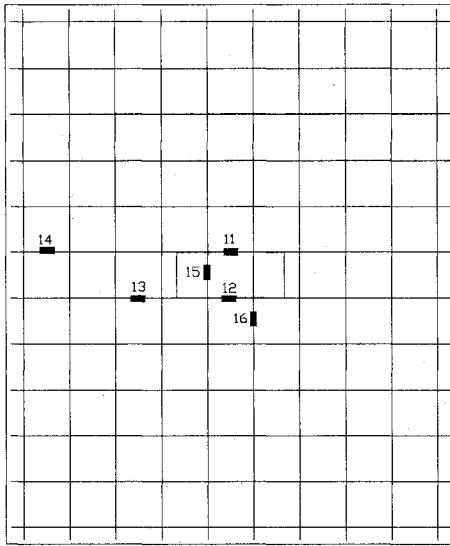


g) Lit d'armature inférieure de la dalle D-V5

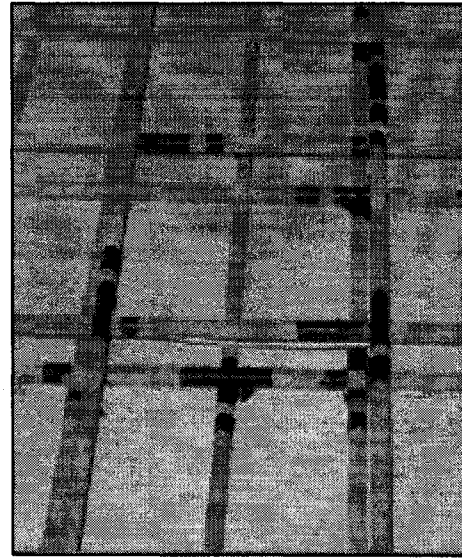


k) Lit d'armature inférieure de la dalle D-V6

**Figure 3.9** (suite): Localisations des jauges sur les barres d'armature des assemblages supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai

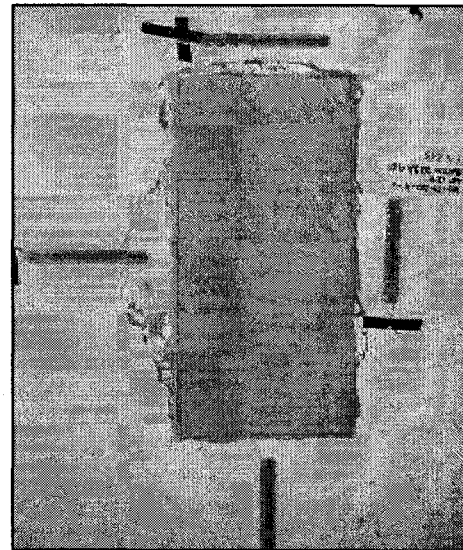
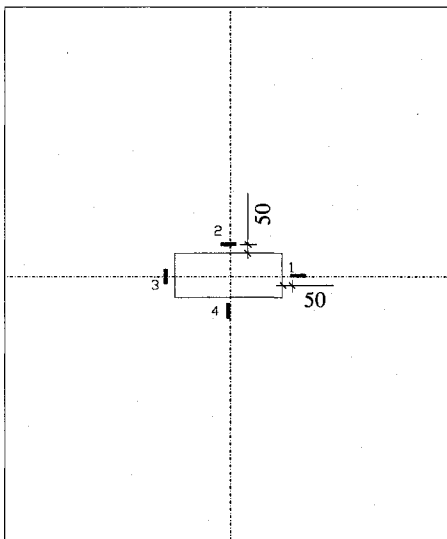


l) Lit d'armature supérieure des dalles D-V5 et D-V6

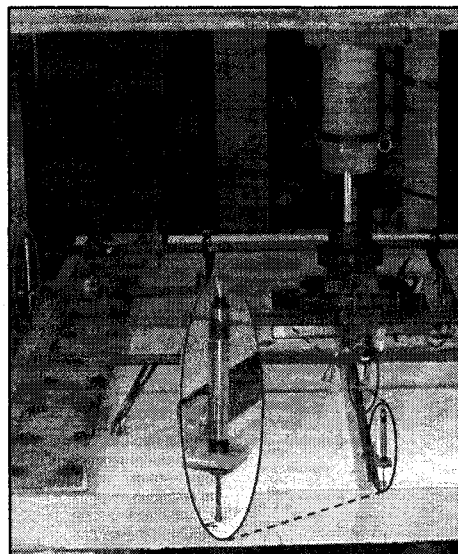
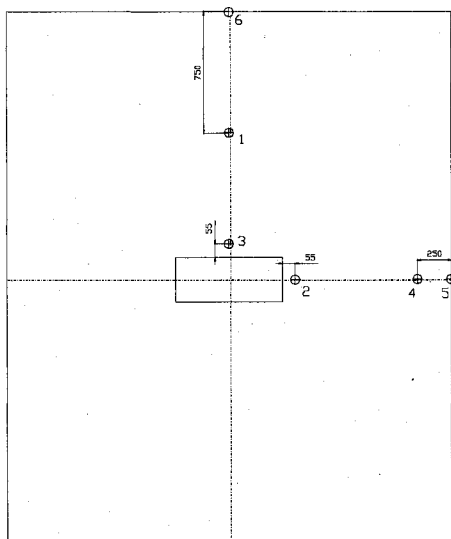


m) Photo montrant des jauges placées sur les barres d'armature

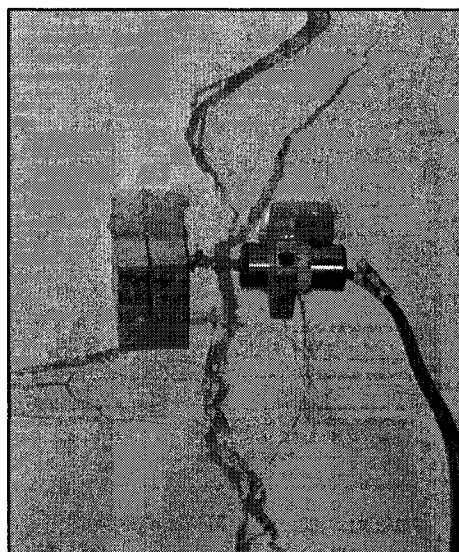
**Figure 3.9** (suite): Localisations des jauges sur les barres d'armature des assemblages supérieur et inférieur de toutes les dalles d'essai



**Figure 3.10** : Localisations des jauges de béton sur la surface supérieure des dalles



**Figure 3.11** Localisation des LVDTs sur la surface supérieure de dalles d'essai

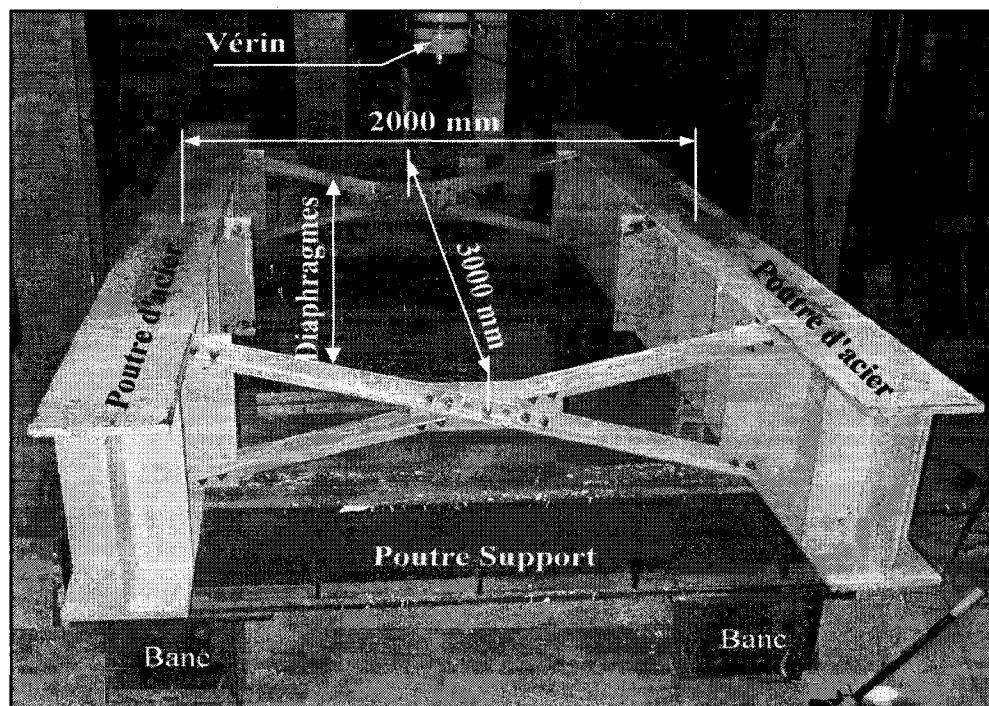


**Figure 3.12** Photo montrant un LVDT à haute précision pour mesurer l'ouverture de fissures sur la face inférieure des dalles

### 3.5 Dispositif et procédure d'essais

Toutes les dalles sont supportées par deux poutres métalliques espacées de 2000 mm centre à centre et testées sous une charge concentrée statique, appliquée au centre de la dalle, via une plaque d'acier de 75 mm d'épaisseur et 250 × 600 mm d'aire de contact afin de simuler une charge de camion conformément au Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA/CAN

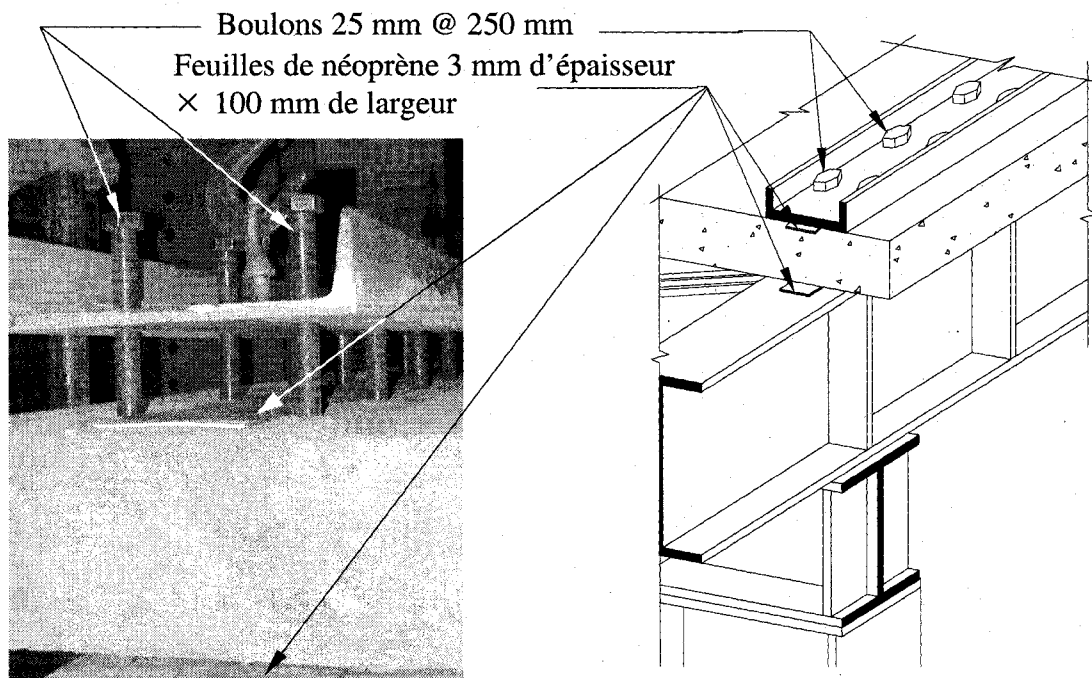
S6]. Une feuille de néoprène de 20 mm d'épaisseur est placée entre la plaque d'acier et la surface du béton. Le chargement est appliqué d'une façon monotone à l'aide d'un vérin hydraulique de 1500 kN de capacité et 200 mm de course avec un taux de chargement de 5 kN/min. Le vérin est contrôlé par une pompe manuelle reliée par une cellule de charge au système d'acquisition de données. Le montage d'essai utilisé est analogue à celui utilisé précédemment sur les dalles de ponts soumises à des charges statiques jusqu'à rupture [El-Gamal et al. 2005]. En général, le montage expérimental comprend deux poutres métalliques de 3 m de long et deux diaphragmes en acier, membrures métalliques en L ( $55 \times 55 \times 6$  mm) assemblées ensemble en X, afin d'empêcher tout mouvement latéral et toute rotation comme le montre la figure 3.13. Les deux diaphragmes sont espacés de 3000 mm. Une feuille de néoprène de 3 mm d'épaisseur et de 100 mm de largeur est placée entre la semelle supérieure des poutres de support et la dalle en béton. Deux poutres espacées de 3000 mm (suivant la direction longitudinale) sont utilisées pour supporter les poutres principales et le tout reposait sur quatre bancs de 400 mm de hauteur pour transférer le poids au sol.



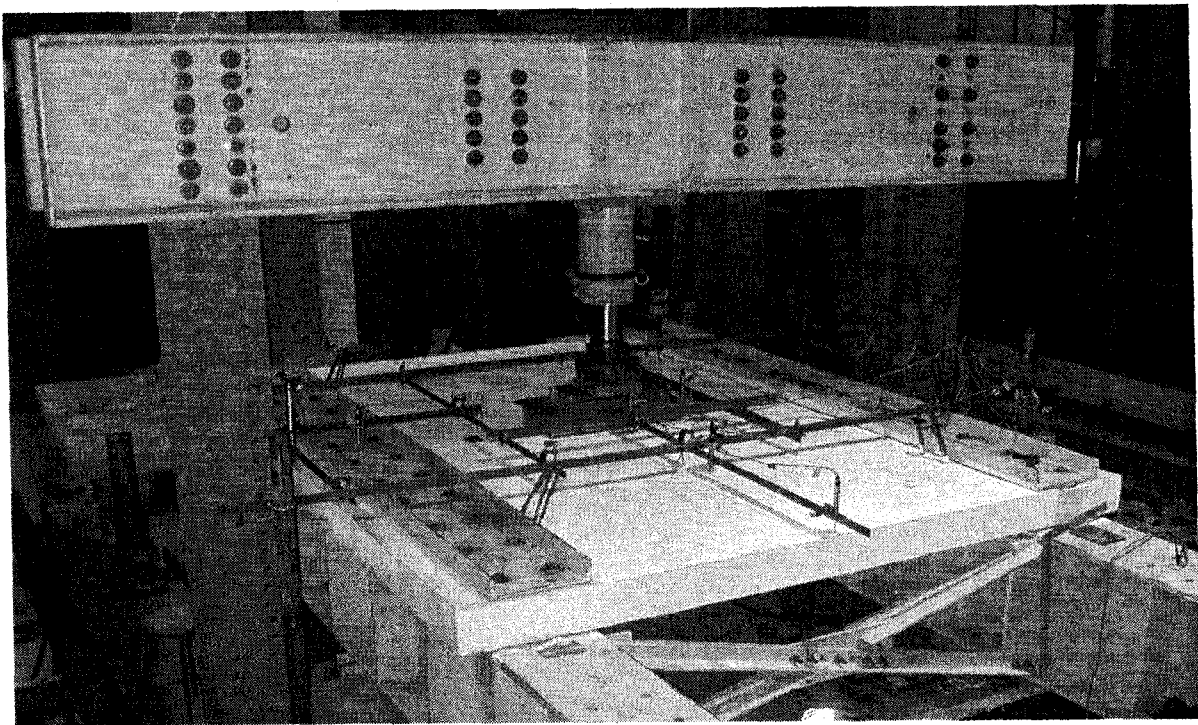
**Figure 3.13** Dispositif d'essai

Les dalles de tabliers de ponts sont bien fixées sur leurs poutres de support par des connecteurs de cisaillement soudés sur les semelles supérieures des poutres d'acier. Afin de simuler de vraies dalles de tabliers, ces dernières sont fixées sur les poutres de support en

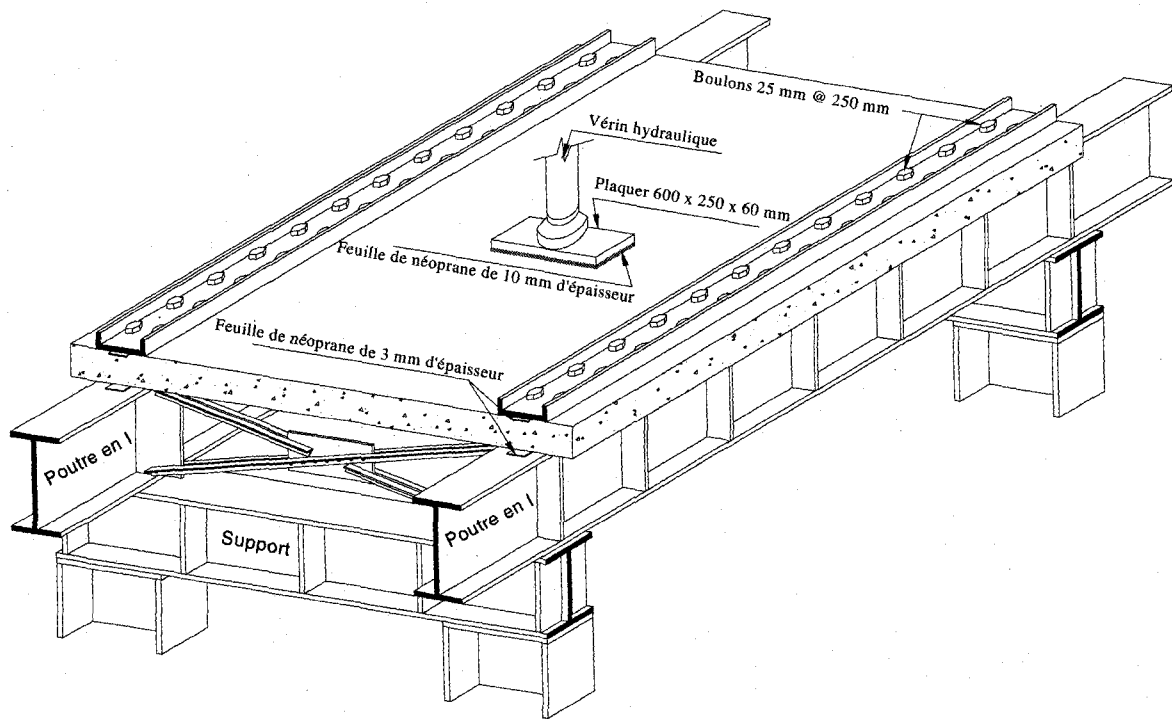
utilisant des boulons de 25 mm de diamètre et une poutre en U en acier sur la surface supérieure de la dalle, via les trous déjà faits lors du coulage, sur chaque côté longitudinalement (direction de trafic) comme la figure 3.14. Les poutres en U utilisées sur les surfaces supérieures des dalles servent à distribuer les forces de fixation des boulons d'acier. Tous les boulons sont serrés manuellement avec un même moment de torsion (160 N.m) afin d'assurer une force d'encastrement constante le long des deux côtés. Une feuille de néoprène de 3 mm d'épaisseur et de 100 mm de largeur est placée entre la dalle en béton et chacune des deux poutres en U. Les boulons ont remplacé les connecteurs de cisaillement et sont récupérables après chaque essai. La figure 3.15 montre une photo et un dessin 3-D d'une dalle (dalle D-V2) lors de l'essai.



**Figure 3.14** Photo montrant des boulons de fixation des dalles d'essai sur les poutres de support



a)



b)

**Figure 3.15** a) Photo montrant la dalle (D-V2) lors de l'essai et b) dessin en 3-D d'une dalle sur le dispositif d'essai

# CHAPITRE 4

## PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS

### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente l'analyse et l'interprétation des résultats d'essais de l'ensemble des dalles. La présentation des résultats est divisée en quatre groupes. Chaque groupe présente un des paramètres étudiés dans ce programme de recherche qui sont : a) l'effet de l'épaisseur ; b) l'effet du type d'armature (acier, PRFV et PRFC), c) l'effet de la résistance à la compression du béton et d) l'effet de la combinaison d'un faible taux d'armature avec une résistance à la compression élevée d'un béton ordinaire.

Selon le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-06 2006], la charge de calcul à l'état limite d'utilisation (ÉLUT),  $P_{ÉLUT}$ , des dalles est prise égale à :

$$P_{ÉLUT} = 87,5 \times 1,4 \times 0,9 = 110,25 \text{ kN}$$

Où 87,5 kN est la charge maximale de la roue d'un camion CL-625 (article 3.8.3.1) ;

1,4 est le coefficient de majoration dynamique (article 3.8.4.5.3) ;

0,9 est le coefficient de pondération de la charge transitoire (article 3.5.1)

La charge de calcul à l'état limite ultime (ÉLUL),  $P_{ÉLUL}$ , est prise égale à :

$$P_{ÉLUL} = 87,5 \times 1,4 \times 1,7 = 208,25 \text{ kN}$$

Où 87,5 kN est la charge maximale de la roue d'un camion CL-625 (Article 3.8.3.1) ;

1,4 est le coefficient de majoration dynamique (Article 3.8.4.5.3) ; et

1,7 est le coefficient de pondération de charge transitoire (Article 3.5.1)



## **4.2 Comportement général des dalles**

Huit dalles sont testées afin d'étudier l'effet des quatre différents paramètres mentionnés à l'introduction de ce chapitre. Dans ce programme de recherche, l'analyse et l'interprétation des résultats sont faites en s'intéressant à la déflexion des dalles, aux déformations dans le béton et dans l'armature, ainsi que les largeurs et la propagation des fissures. Toutes les dalles sont testées jusqu'à la rupture sous une charge monotone concentrée au centre de la dalle.

### **4.2.1 Comportement en déflexion**

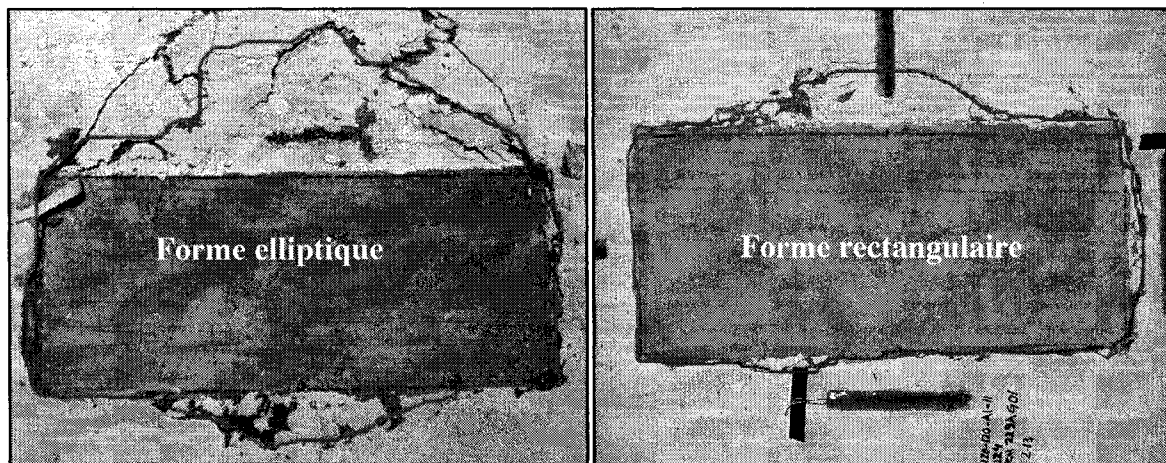
Toutes les dalles présentent des courbes charge-déflexion bilinéaires exceptées les dalles D-Ac (renforcée de barres en acier) et D-V3 (renforcée de barres en PRFV à surface lisse). La première partie des courbes bilinéaires est la partie la plus rigide où les barres d'armature et la section totale du béton résistent ensemble au chargement extérieur. Cependant, la deuxième partie, la moins rigide, est apparue après que les dalles soient fissurées. Pour la dalle D-Ac, la courbe charge-déflexion est bilinéaire jusqu'à la plastification de l'armature d'acier, puis elle change pour suivre un comportement non-linéaire. Quant à la dalle D-V3, la courbe charge-déflexion est linéaire avant de changer et devenir non-linéaire à l'apparition de la première fissure du béton. Le comportement bilinéaire de cette dernière dalle est dû au glissement des barres d'armature. Pour toutes les dalles, la déflexion est mesurée, durant l'essai, à 50 mm du bord de la charge suivant l'axe longitudinal.

### **4.2.2 Capacité ultime et mode de rupture**

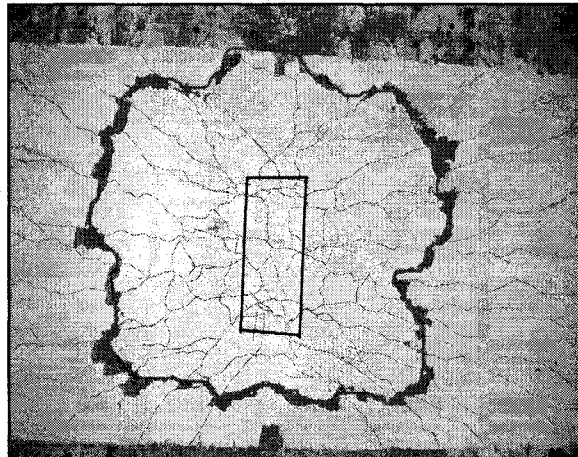
Toutes les dalles ont rompu par poinçonnement autour de la surface chargée. La surface supérieure de la zone de rupture présente deux formes différentes; une forme elliptique passant par les quatre coins de la surface chargée et une forme rectangulaire qui a presque les mêmes côtés que la surface chargée. La surface inférieure de la zone a une forme de rupture circulaire semblable pour l'ensemble des dalles. Le diamètre du cercle est approximativement égal à la distance entre les deux poutres de support. Les figures 4.1a et 4.1b montrent les différentes formes de la zone de rupture sur les surfaces supérieures et inférieures des dalles testées.

La capacité portante ultime des dalles testées varie entre 362 kN et 710 kN. Ceci est dû à la variation des paramètres d'essai pour chaque dalle. Il est à noter que cet intervalle de variation

est supérieur à au moins une fois et demie de la charge de calcul à l'état limite ultime ( $P_{\text{ÉLUL}} = 208,25 \text{ kN}$ ) spécifiée par le code CAN/CSA-06 2006.



a) Les deux différentes formes de la zone de rupture de la surface supérieure



**Figure 4.1** Photos montrant a) Les deux différentes formes de la zone de rupture de la surface supérieure et b) La forme circulaire de la zone de rupture de la surface inférieure

#### 4.2.3 Déformations des armatures et du béton

La déformation du béton à la surface supérieure, est mesurée pour l'ensemble des dalles autour de la surface chargée en utilisant quatre jauges de déformation électrique pour chaque dalle. De plus, les déformations des barres d'armature sont aussi relevées. Pour ce faire, plusieurs jauges de déformation électrique sont collées sur quelques barres d'armature suivant toutes les directions. Les comportements charge-déformation du béton et des armatures des dalles sont similaires et leurs courbes sont bilinéaires. La première partie de la courbe

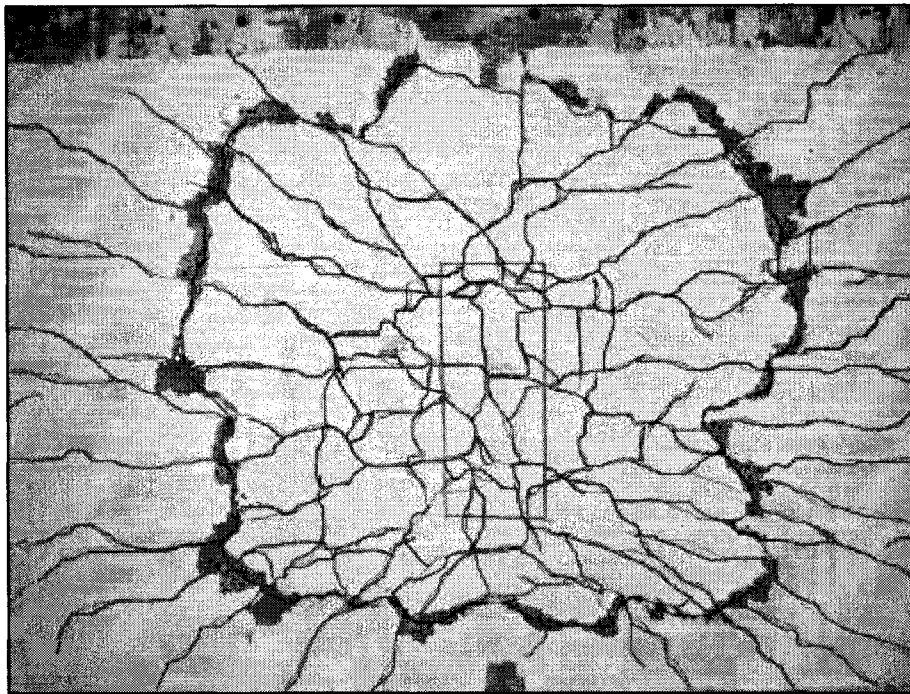
représente les déformations, dans la barre ou le béton, avant la fissuration du béton, alors que la deuxième partie, de la même courbe, représente la déformation après la fissuration. Les déformations maximales des barres varient d'une dalle à l'autre. Cette variation est due à la différence du taux d'armature et du type d'armature utilisé pour chaque dalle. Pour toutes les dalles renforcées avec des barres d'armature en PRF, les déformations maximales des barres à la rupture n'avaient pas atteint leurs déformations ultimes. La déformation maximale de la dalle à taux d'armature faible (D-V6) a atteint 60% de sa déformation ultime garantie.

#### **4.2.4 Largeurs et réseaux des fissures**

Dès que la charge est appliquée à une dalle en béton armé, des contraintes de tension maximales se développent aux fibres extrêmes du béton tendu. Une fois que ces contraintes dépassent la résistance à la traction du béton, celui-ci se fissure et provoque une diminution brusque de la rigidité flexionnelle de la dalle.

La forme des réseaux de fissuration de la surface inférieure des dalles testées est presque identique. La densité des réseaux de fissuration varie d'une dalle à l'autre. La dalle D-V4 ayant un béton à haute résistance a un réseau de fissuration plus dense, contrairement à celui de la dalle D-V3, renforcée avec des barres lisses, qui est moins dense. Les autres dalles ont une densité de réseaux de fissuration similaire et moyennement dense. La première fissure, dans toutes les dalles testées, apparaît suivant la direction longitudinale parallèle aux poutres de support sous la surface chargée. Les fissures se propagent suivant la direction radiale autour de l'axe vertical de la surface chargée pour former un réseau de fissuration. À la fin et avant la rupture, une fissure circulaire se propage à la surface inférieure des dalles pour avoir une forme finale de rupture par poinçonnement.

L'ouverture des fissures, lors des essais, est la même pour l'ensemble des dalles, sauf la dalle D-V3 qui présentent des largeurs de fissures importantes. Ceci est dû au glissement des barres d'armature. Les premières fissures, à la surface inférieure des dalles, ont lieu à une charge variant entre 100 kN et 130 kN. Les fissures commencent à s'ouvrir graduellement lorsque la charge de fissuration est atteinte, à l'exception, de la dalle D-V3 où la première fissure a lieu à 80 kN pour une largeur de 0,4 mm. La figure 4.2 illustre le réseau type de fissuration de ces dalles.



**Figure 4.2** Réseau de fissuration type à la rupture des dalles testées

## 4.3 Effet de l'épaisseur de la dalle

### 4.3.1 Introduction

L'épaisseur minimale des dalles de tabliers de ponts autoroutiers au Québec est de 200 mm. Cette épaisseur prend en compte l'enrobage inférieur et supérieur des barres d'armature d'acier qui est de  $50 \pm 10$  mm (article 8.11.2.2 du CAN/CSA-06). Cet enrobage est calculé afin de protéger les armatures en acier de l'environnement extérieur et empêcher la corrosion de ces barres. Le code Canadien sur le Calcul des Ponts Routiers [CAN/CSA-06 2006] ne permet pas de prendre une épaisseur inférieure à 175 mm pour une dalle de tablier en béton armé avec des barres d'acier (Article 8.18.2).

Les barres d'armature en PRF ne se corrodent pas comparativement aux barres d'armature conventionnelles en acier. L'enrobage des dalles de tabliers de ponts routiers armées par ce nouveau matériau est réduit à  $35 \pm 10$  mm (article 16.4.4 du CAN/CSA-06). En respectant la distance libre minimale entre les barres d'armature transversale des assemblages supérieur et inférieur (55 mm) exigée par l'article 8.18.2 du même code, il est possible de prendre une épaisseur inférieure à 175 mm.

Afin d'étudier l'effet de l'épaisseur des dalles de tabliers de ponts, deux dalles à grande échelle sont fabriquées et testées au laboratoire. Les épaisseurs de ces dalles sont de 175mm pour la dalle D-V1 et 150 mm pour la dalle D-V2. Les comportements de ces dalles, sous un chargement statique, sont comparés en termes de déflexions, déformations dans le béton et l'armature et largeurs et propagation de fissures.

Les deux dalles (D-V1 et D-V2) ont la même rigidité axiale et le même taux d'armature, soit 1,2 % pour l'armature transversale de l'assemblage inférieur et 0,6 % dans les autres directions. La dalle D-V1 possède une barre d'armature de PRFV No. 16 à chaque 116 mm et la dalle D-V2 possède une barre d'armature en PRFV No. 16 à chaque 141 mm. Les deux dalles sont coulées avec un même béton de 35,2 MPa de résistance à la compression.

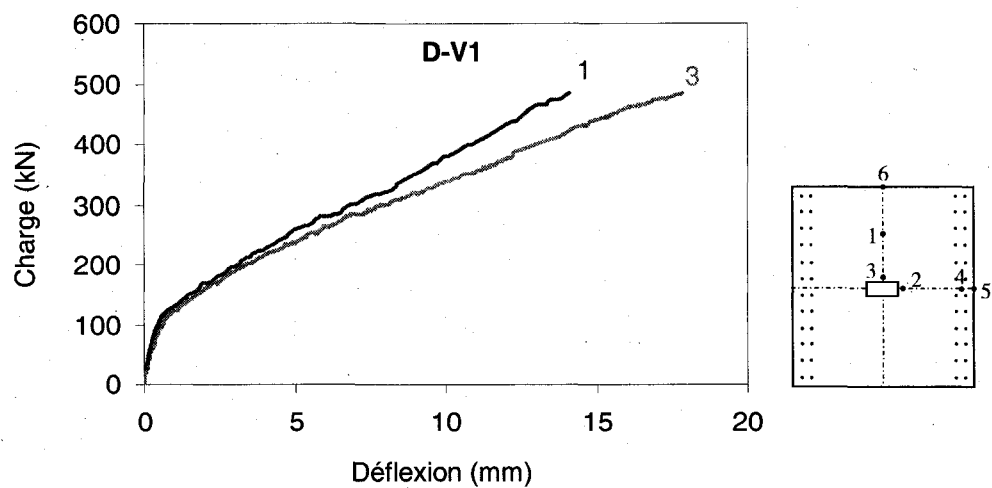
### **4.3.2 Comportement charge-déflexion**

Le comportement charge-déflexion de chaque dalle avec différentes positions des LVDTs est montré à la figure 4.3a, b. La déflexion maximale mesurée est enregistrée au point 3 par le LVDT No. 3 placé près de la surface chargée. On remarque à la figure 4.3b que, plus on s'éloigne de la surface chargée, moins la déflexion est importante. Aussi, les déflexions aux différentes positions augmentent vers le bas, avec l'augmentation de la charge, excepté pour le LVDT No. 5 placé au-dessus d'un des deux portes à faux. Dû à un problème technique, les données des LVDTs 2, 5, et 6 ont été perdues lors de l'essai de la dalle D-V1, raison pour laquelle deux courbes sont tracées sur la figure 4.3a.

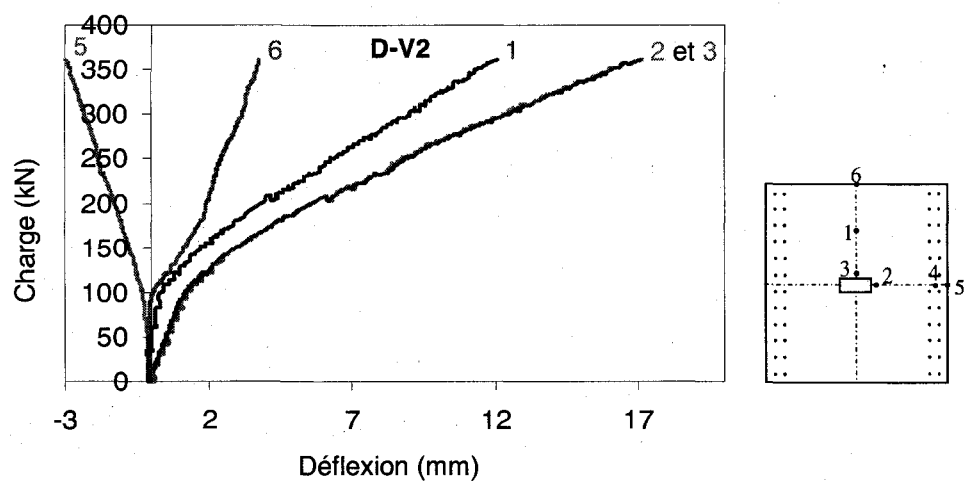
La figure 4.3c compare les courbes charge-déflexion nette au point 3 où la déflexion est maximale dans les deux dalles. La déflexion nette est la déflexion donnée par chacun des LVDTs moins celle donnée par le LVDT 4. Ce dernier LVDT donne le déplacement vertical, au centre des poutres de support, engendré par le chargement. Les deux courbes de la figure 4.3c sont bilinéaires. Dans la première partie des deux courbes, la partie la plus rigide, la section brute du béton est impliquée avec les barres d'armature pour résister au chargement extérieur. Une fois que la charge a atteint 115 et 107 kN pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement, le béton se fissure et la rigidité flexionnelle des deux dalles diminue brusquement. Ce dernier comportement est représenté par la deuxième partie des deux courbes de la figure 4.3c.

Les déflexions maximales nettes sont de 0,71 et 1,45 mm au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation ( $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25 \text{ kN}$ ) et 17,9 et 17,1 mm à la rupture pour la dalle D-V1 et D-V2, respectivement. Les deux dalles ont la même allure charge-déflexion nette, cependant, la rigidité flexionnelle de la dalle D-V1 est plus élevée que celle de la dalle D-V2. Ceci est dû à la différence entre les sections effectives du béton des deux dalles. La section effective du béton de la première dalle est plus grande de celle de la deuxième.

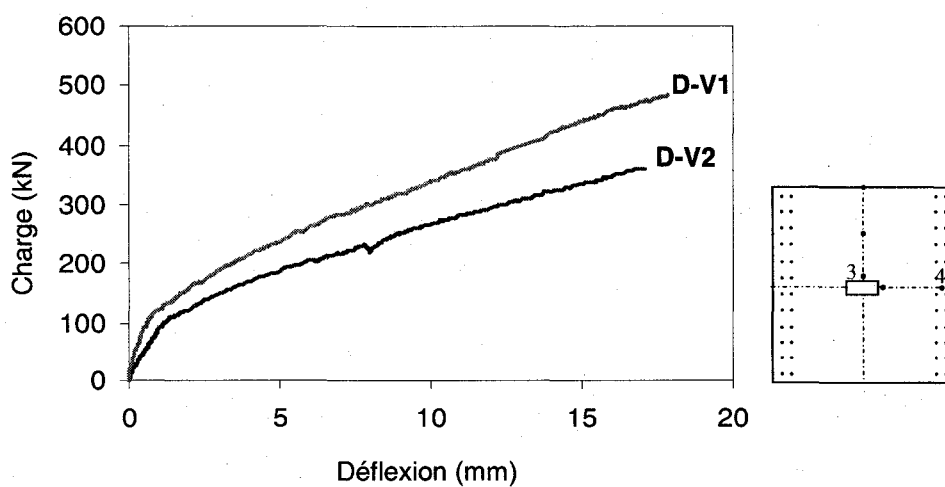
À la figure 4.3b, on remarque que les déflexions aux localisations 2 et 3, se trouvant à 50 mm de la surface chargée, sont identiques. Ceci indique que la déflexion autour de la circonférence de la surface chargée de la dalle est la même quelque soit la direction (longitudinale ou transversale). La déflexion est ressentie même aux bords des deux dalles à 1375 mm de la surface chargée. La localisation No. 6 a enregistré un déplacement vers le bas de 4,7 mm à la rupture de la dalle. Le LVDT5, se trouvant à la localisation No. 5, a enregistré un déplacement maximal vers le haut de 2 mm juste avant la rupture de la dalle. Ce dernier déplacement est dû à la rotation de la dalle autour des axes longitudinaux des poutres de support. La distance entre les deux extrémités transversales et les deux poutres de support est de 250 mm. Les profils de la déflexion des deux axes centraux (longitudinal et transversal) de la dalle D-V2 sont montrés à la figure 4.4a,b. Les profils sont représentés aux différents niveaux de chargement dans six localisations (les localisations des LVDTs sur la surface supérieure de la dalle). Quand la charge appliquée a atteint 180 kN, la déflexion s'arrête aux extrémités libres (localisation du LVDT6) (figure 4.4b). La déflexion sous la surface chargée continue de croître contrairement à la localisation 6 pour engendrer une rupture par poinçonnement à la fin de l'essai.



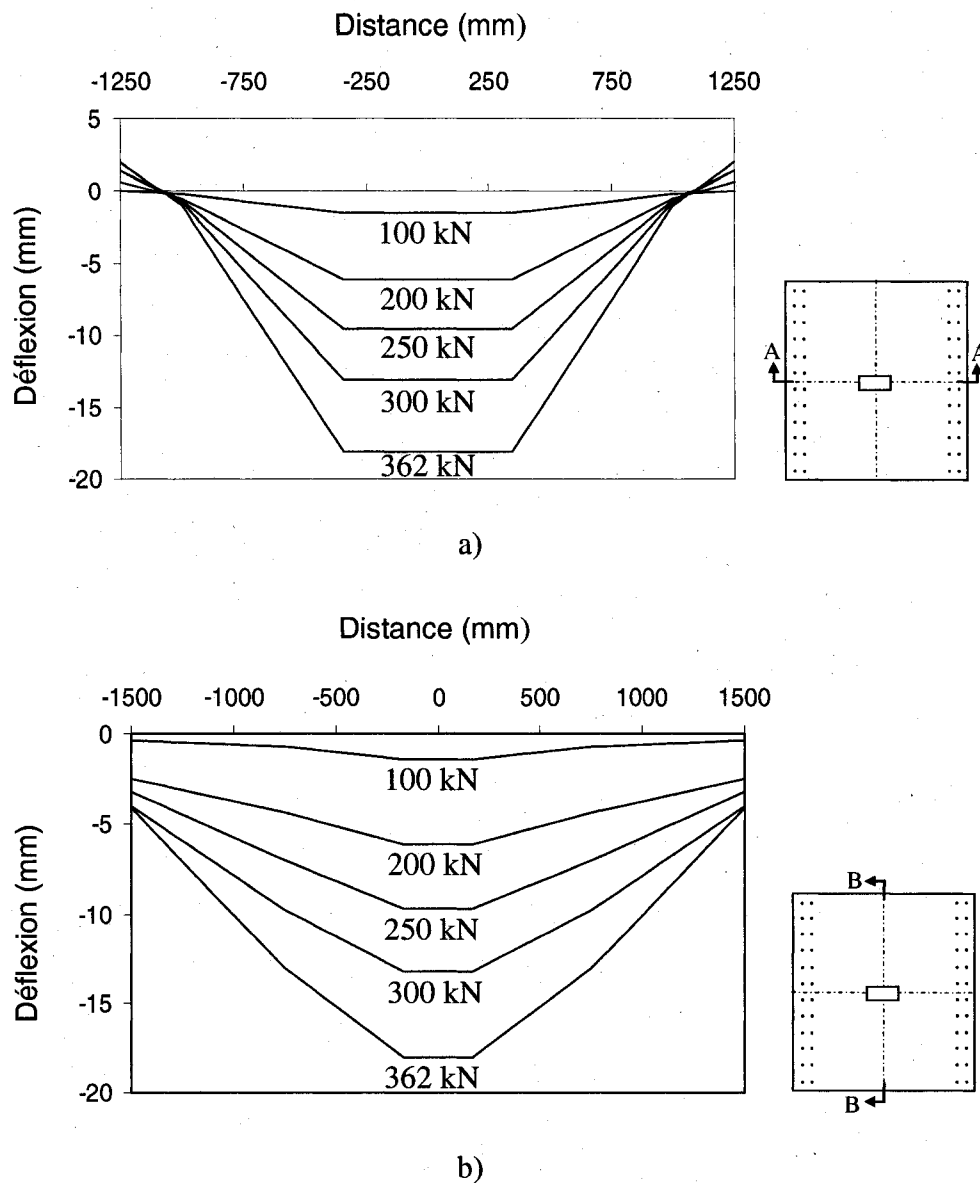
**Figure 4.3a** Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V1



**Figure 4.3b** Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V2



**Figure 4.3c** Comparaison entre les deux courbes charge-déflexion nette des dalles D-V1 et D-V2 au point 3



**Figure 4.4** Profils de la déflexion le long de l'axe a) transversal, b) longitudinal de la dalle D-V2

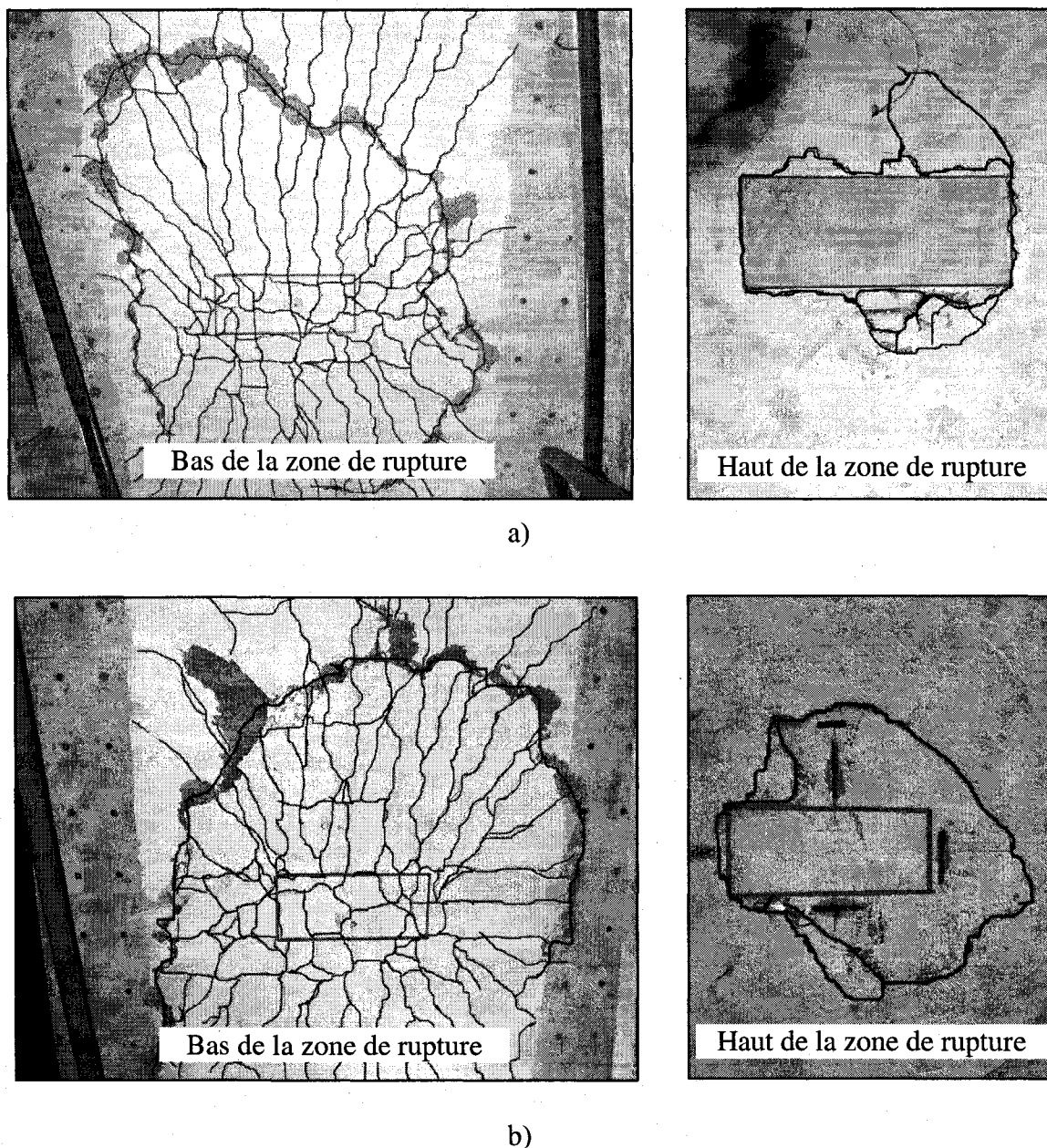
### 4.3.3 Capacité ultime et mode de rupture

Les deux dalles D-V1 et D-V2 ont le même mode de rupture par poinçonnement autour de la surface chargée. Le haut de la zone de rupture a une forme elliptique pour les deux dalles. Cette forme est plus grande et plus prononcée dans le cas de la dalle D-V2. Elle passe par deux coins de la zone chargée et s'éloigne des deux autres pour prendre une taille plus grande. Or, dans la dalle D-V1, la taille de la forme de zone de rupture est plus petite et passe par les quatre coins de la surface chargée (elle a presque la taille de la surface chargée). La raison principale de cette différence de taille est l'espacement entre les armatures (transversale et



longitudinale) de l'assemblage supérieur qui n'est pas le même pour les deux dalles. Le taux d'armature est 0,6 %. La dalle D-V1 a une barre d'armature No.16@230 mm, alors que la dalle D-V2 a une barre d'armature No.16 @ 270 mm. La forme inférieure de la zone de rupture est identique et presque circulaire avec un diamètre égal à la distance entre les deux poutres de support. Le cercle de la zone de rupture inférieure n'est pas fermé dans les deux dalles, puisque le chargement est arrêté une fois que la rupture a eu lieu. La rupture par poinçonnement des surfaces supérieure et inférieure des deux dalles est montrée dans la figure 4.5 a et b.

Les charges de rupture des dalles D-V1 et D-V2 sont de 484 et 362 kN, respectivement. Ces valeurs de capacités portantes observées sont 2,32 et 1,73 fois plus grande que la charge à l'état limite ultime,  $P_{\text{ÉLUL}} = 208$  kN spécifiée par le code Canadien sur le calcul des ponts [CAN/CSA-06 2006]. La capacité portante ultime de la dalle D-V1 (épaisseur 175 mm) est 1,33 fois plus grande que celle de la dalle D-V2 (épaisseur 150 mm). Ceci indique que l'épaisseur de la dalle a une grande influence sur la capacité portante, malgré que les rigidités axiales soient identiques (voir tableau 3.2).



**Figure 4.5** Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles  
a) D-V1 et b) D-V2

#### 4.3.4 Déformations des armatures et du béton

La déformation maximale du béton est enregistrée à la localisation où la jauge 2 est placée sur l'axe longitudinal des deux dalles, à 50 mm et parallèlement au plus grand côté de la surface chargée. La figure 4.6 présente les courbes de déformation du béton mesurée par cette jauge en fonction de la charge appliquée. Ces deux courbes sont constituées essentiellement de deux segments linéaires. Dans le premier segment, où la charge appliquée est inférieure à la charge de fissuration, les déformations du béton des deux dalles sont identiques et minimales (moins de -200 microdéformation). Cependant, dès que la charge appliquée atteint et dépasse la charge

de fissuration, la déformation du béton augmente rapidement de façon quasi-linéaire en fonction de la charge appliquée. Dans cette deuxième partie, les deux segments de la déformation en fonction de la charge se divergent une fois que le béton se fissure, puis elles se rejoignent encore quand la charge atteint 280 kN. À la rupture, les déformations du béton enregistrées sont de -1870 et -1360 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement. Ces deux dernières valeurs sont nettement inférieures à la déformation ultime du béton qui est de l'ordre de -3500 microdéformations. Donc, le béton de la surface supérieure de la dalle ne s'écrase pas à la rupture. Les déformations du béton au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation,  $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25 \text{ kN}$ , sont de -199 microdéformations pour les deux dalles. Au niveau de la charge à l'état limite ultime, les déformations sont de -827 et -605 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement.

Les déformations maximales des armatures en PRFV sont enregistrées dans les barres transversales de l'assemblage inférieur à l'extérieur de la surface chargée. Ceci est due aux moments radiaux élevés qui causent des déformations élevées pour développer la première fissure au périmètre de la surface chargée [Kinnunen et Nylander 1960 ; Hawkins et al. 1971]. La figure 4.7 illustre les deux courbes charge-déformation des barres d'armature là où la déformation, est maximale. Les déformations sont enregistrées par la jauge No. 5 (voir figures 3.9c et d). Les courbes charge-déformation maximale de l'armature des deux dalles sont aussi constituées de deux segments linéaires. Dans le premier segment, où la charge appliquée est inférieure à la charge de fissuration, la déformation de l'armature de la dalle D-V2 est au moins égale au double de celle de la dalle D-V1. Cette différence est due à la distance entre la barre d'armature en question et la surface chargée (50 et 15 mm pour D-V1 et D-V2, respectivement). De plus, la section de l'armature transversale inférieure de la dalle D-V2 est inférieure à celle de la dalle D-V1. Cette différence engendre un niveau de contrainte plus élevé dans les barres de la dalle D-V2 et par conséquent, plus de déformation par rapport à la dalle D-V1. Cependant, dès que la charge appliquée atteint et dépasse la charge de fissuration, les courbes des deux dalles se rejoignent pour rester parallèle jusqu'à la rupture. Au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation (ÉLUT), la déformation maximale de l'armature est de 214 et 552 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement. Cependant, au niveau de la charge à l'état limite ultime de 208,25 kN, la déformation est de 2470 microdéformations pour les deux dalles. À la rupture, la déformation est de 6224 et 4973 microdéformations pour les deux dalles. Il est à noter que ces deux

dernières valeurs de déformation ne représentent que 37 % et 29 %, respectivement, de la déformation garantie des barres en PRFV.

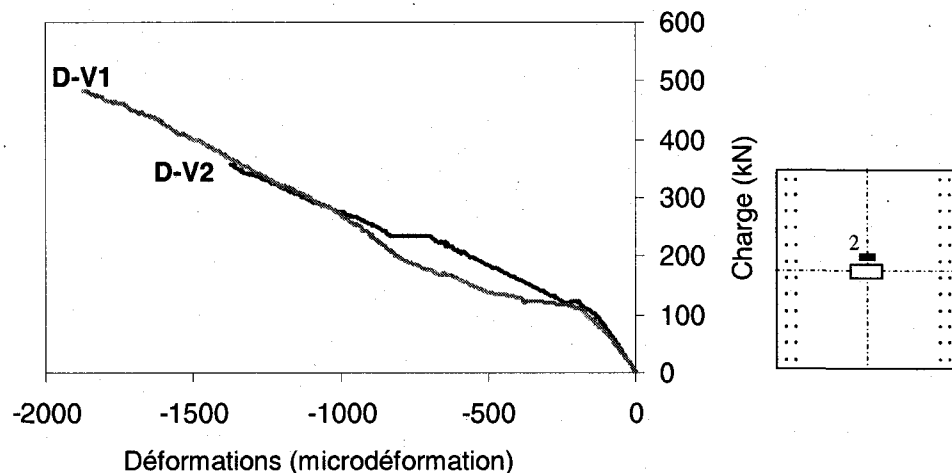
Pour la dalle D-V1, les rapports des déformations maximales au niveau la charge à l'état limite d'utilisation (ÉLUT) à celle de rupture sont de 10 % et 3,5 % pour le béton et l'armature, respectivement. Les mêmes rapports, mais au niveau de la charge à l'état limite ultime (ELUL), sont de 44 % et 38 %. Quant à la dalle D-V2, ces rapports, au niveau de la charge à l'ÉLUT à celle de la rupture, sont de 15 % et 11% pour le béton et l'armature, respectivement. Ils sont de 32 % et 50 % au niveau de la charge à l'état limite ultime. Lors de l'augmentation de la charge de l'état limite d'utilisation à l'état limite ultime (de 110, 25 à 208,25 kN), la déformation maximale de l'armature augmente plus de 11 fois dans la dalle D-V1 et de 4,5 fois dans la dalle D-V2. Cela est dû à la fissuration du béton qui mène à l'implication des barres avec le béton à résister à la charge extérieure et par conséquent avoir plus de déformation.

Les figures 4.8a, b et c, illustrent les déformations des différentes barres d'armature en fonction de la charge appliquée. La figure 4.8a illustre les courbes charge-déformation de la barre d'armature longitudinale de l'assemblage inférieur au centre de la surface chargée. Il apparaît clairement de cette figure que les déformations, à l'état limite d'utilisation, sont petites. Cependant, après la fissuration, les barres longitudinales prennent leur part de la charge appliquée et par conséquent les déformations deviennent plus importantes. Les comportements des barres longitudinales inférieures des deux dalles sont linéaires et identiques jusqu'à la rupture. À la rupture, les déformations sont de 5626 et 3570 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement.

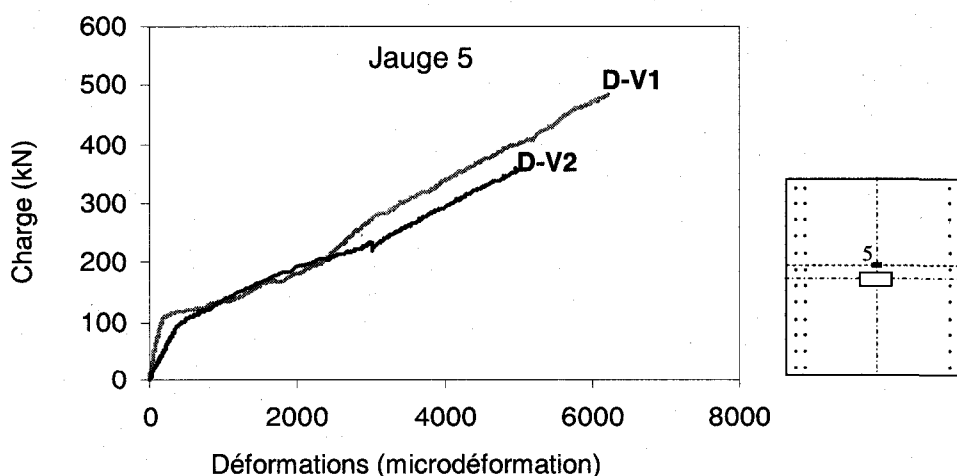
La figure 4.8b illustre les deux courbes charge-déformation de la barre se trouvant au milieu de l'armature transversale de l'assemblage supérieur des deux dalles. Les déformations sont fournies par une jauge (jauge 12) collée sur la barre en question, au-dessus d'une des deux poutres de support afin de voir le comportement des barres dans la zone du moment négatif. Les deux courbes de cette figure sont bilinéaires. Dans la première partie des deux courbes, les déformations sont minimales. Cependant, dans la deuxième partie, les déformations n'ont apparut qu'à partir de 200 et 363 kN pour D-V2 et D-V1, respectivement. Cette différence est attribuée à l'espacement entre les barres transversales de l'assemblage supérieur qui est de 230 mm pour la dalle D-V1 et de 270 mm pour la dalle D-V2. Les déformations à la rupture

sont de 925 et 2282 microdéformations, représentant 5,5 % et 14 % de la déformation ultime garantie des barres, pour le même ordre de dalles.

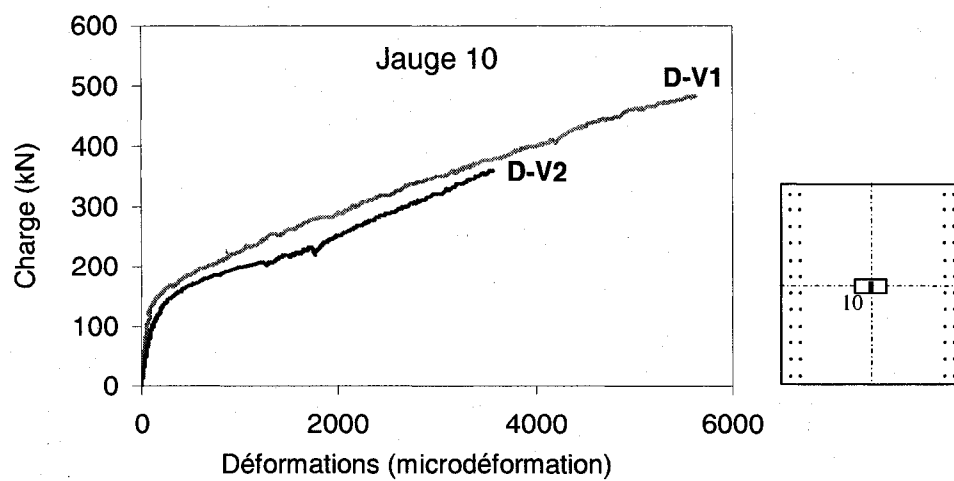
La figure 4.8c illustre les deux courbes charge-déformation de la barre d'armature se trouvant au milieu de l'armature longitudinale de l'assemblage des deux dalles. Avant la fissuration des dalles, les déformations sont négatives pour la dalle D-V1 (la barre travaille en compression) et nulles pour la dalle D-V2. Après la fissuration, les barres ont commencé à travailler en traction. À la rupture, les déformations sont de 3000 et 2500 microdéformations pour D-V1 et D-V2, respectivement.



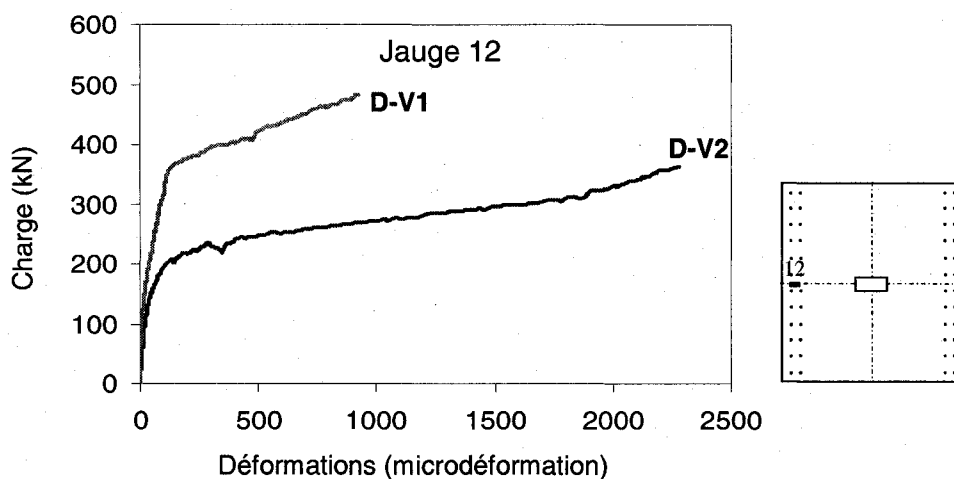
**Figure 4.6** Courbes charge-déformation maximale du béton des dalles D-V1 et D-V2



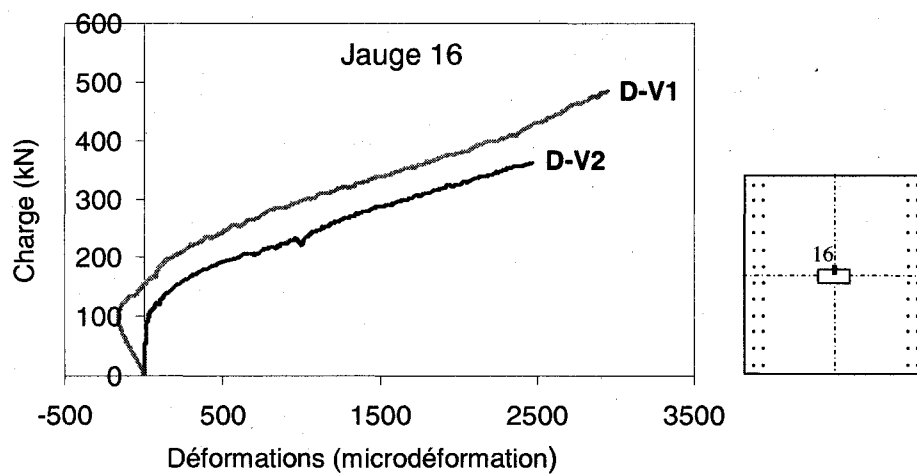
**Figure 4.7** Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-V1 et D-V2 (armatures principales)



a)



b)



c)

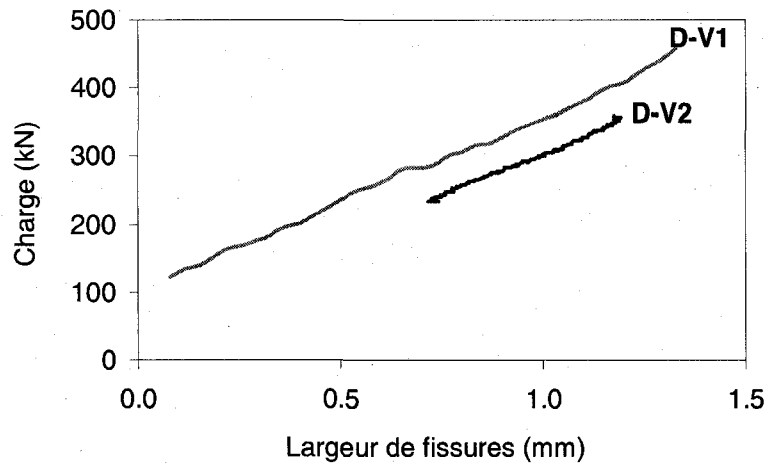
**Figure 4.8** Courbes charge-déformation des différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V2

### 4.3.5 Largeurs et réseaux de fissures

Les réseaux de fissuration, sur les surfaces en tension des deux dalles, sont similaires. La première fissure est apparue à une charge proche de la charge limite d'utilisation ( $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25 \text{ kN}$ ) pour les deux dalles. Les charges de fissuration sont de 115 et 107 kN pour D-V1 et D-V2, respectivement. La première fissure, pour les deux dalles, est apparue sous la surface chargée orientée longitudinalement et parallèle aux poutres de support. Une fois que la charge de fissuration est atteinte, la rigidité flexionnelle des dalles diminue brusquement, ce qui provoque des fissures suivant la direction radiale autour de la surface chargée. Avant la rupture, une fissure s'est propagée rapidement pour former le cercle de la rupture par poinçonnement. Les réseaux de fissuration de la surface inférieure des deux dalles sont montrés à la figure 4.5.

Les réseaux de fissuration à la surface supérieure des deux dalles sont similaires. Les premières fissures supérieures sont apparues à 400 kN et 290 kN (83 et 80 % de la charge de rupture) sur les dalles D-V1 et D-V2, respectivement. Elles ont eu lieu directement au-dessus et parallèlement aux poutres de support. Par la suite, d'autres fissures sont apparues et ont une forme demi-circulaire ayant comme centre l'axe vertical du vérin.

La figure 4.9 illustre la variation de la largeur des fissures sur la surface en tension, face inférieure de la dalle, en fonction de la charge appliquée sur les deux dalles. Les largeurs des fissures varient linéairement jusqu'à la rupture. Lors de l'essai sur la dalle D-V2 et lorsque la charge a atteint 235 kN, on a remarqué qu'une fissure plus importante est apparue juste à côté de celle où le LVDT est placé. L'essai est alors arrêté quelques minutes pour repositionner le LVDT sur cette nouvelle fissure. À l'état limite d'utilisation (ÉLUT), la largeur des fissures est très petite, (moins de 0,1 mm). Par contre elles sont de 0,4 et 0,6 mm au niveau de la charge à l'état limite ultime, pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement.



**Figure 4.9** Courbes charge-largeur de fissures pour les dalles D-V1 et D-V2

Afin d'avoir une idée plus précise sur l'effet de l'épaisseur, les résultats de ces deux dalles sont comparés aux résultats de l'essai sur une dalle en béton armé de PRFV ayant 200 mm d'épaisseur. Cette dalle a été testée sur le même dispositif par Sherif El-Gamal (2005) et a les mêmes dimensions excepté l'épaisseur.

Les détails des dalles D-V1, D-V2 et la dalle testée par El-Gamal 2005 (G-S3) sont donnés dans le tableau 4.1. Les principaux résultats de ces dalles sont donnés dans le tableau 4.2.



**Tableau 4.1** Résistance en compression du béton et détails de l'armature des trois dalles D-V1, D-V2 et G-S3

Dalle	Épaisseur (mm)	$f'_c$ (MPa)	Taux d'armature		Configuration de l'armature		
			$\rho$ (%)	Rigidité axiale ( $\rho \times E$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	Direction transversale (assemblage inférieur)	Direction transversale (assemblage inférieur)	Les autres directions
D-V1	175	35,2	1,2	508	No.16@116 mm	No.16@116 mm	No.16@230 mm
D-V2	150	35,2	1,2	492	No.16@141 mm	No.16@141 mm	No.16@270 mm
G-S3	200	49,1	1,2	528	No.19@150 mm	No.19@150 mm	No.16@200 mm

**Tableau 4.2** : Résumé de résultats des tests (effet de l'épaisseur)

Dalle	Charge de fissure (kN)	Capacité portante (kN)	Déflexion maximale nette (mm)		Déformation maximale à P <sub>ÉLUT</sub> (microdéformation)		Déformation maximale à P <sub>ÉLUL</sub> (microdéformation)		Mode de rupture	Poinçonnement
			À P <sub>ÉLUT</sub> <sup>*</sup>	À la rupture	Barres	Béton	Barres	Béton		
D-V1	115	484	0,71	17,9	214	-200	2470	-807	0,0	
D-V2	107	362	1,45	17,1	552	-200	2470	-605	0,1	
G-S3	115	732	0,55	19,5	624	-180	1990	-464	0,0	

\* Charge de calcul à l'état limite d'utilisation (ÉLUT),  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

\*\* Charge à l'état limite ultime (ÉLUL)  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

### 4.3.6 Conclusions partielles

Pour étudier l'effet de l'épaisseur sur le comportement des dalles de tabliers de ponts, deux dalles en béton ont été fabriquées et testées. Les résultats des essais sont comparés avec les résultats d'une troisième dalle de tablier, G-S3, fabriquée et testée par El-Gamal 2005. Les trois dalles ont un taux d'armature égal à 1,2 %, suivant la direction transversale (assemblage inférieur). Par conséquent, une barre d'armature No.16@ 116 mm, No. 16 @ 141 mm et No. 19 @ 150 mm est utilisée pour les dalles D-V1, D-V2, et G-S3, respectivement. Cependant, un taux d'armature égal à 0,6 % est utilisé suivant les autres directions des trois dalles. Avec ce taux, les dalles G-S3, D-V1, et D-V2 ont une barre No.16@200 mm, No.16@230 mm et No.16@270 mm, respectivement. La différence entre le diamètre des barres d'armature utilisées et l'espacement entre celles-ci est due à la différence d'épaisseur des dalles. La résistance à la compression du béton utilisé dans les dalles D-V1 et D-V2 est de 35,2 MPa, alors que celle du béton de la dalle G-S3 est de 49,1 MPa. Cet écart entre les résistances à la compression du béton rend la comparaison difficile à cause de l'effet important de la résistance du béton sur le comportement des dalles. En se basant sur les résultats expérimentaux, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- Les trois dalles ont rompu par poinçonnement et les capacités portantes sont de 732 kN, 484kN et 362 kN, pour les dalles G-S3, D-V1, et D-V2, respectivement. Ces valeurs sont supérieures à la charge de l'état limite ultime,  $P_{ÉLUL} = 208$  kN, spécifiée par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-06 2006).
- 2- Une augmentation de l'épaisseur de 150 mm (D-V2) à 175 mm (D-V1) a engendré une augmentation de 34 % sur la capacité portante. Une augmentation de 25 mm sur l'épaisseur (de 175 mm à 200 mm) a engendré une augmentation de 51 % sur la capacité portante. Ce dernier pourcentage élevé est dû, en partie à l'augmentation de la résistance à la compression du béton (de 35,2 MPa à 49,1 MPa).
- 3- Contrairement aux dalles D-V1 et S-G3, la charge de fissuration de la dalle D-V2 est inférieure au niveau de la charge limite d'utilisation. La déflexion à l'état limite d'utilisation des dalles D-V1 et S-G3 est inférieure à 1,0 mm. Cependant, dans le cas de la dalle D-V2, la déflexion est supérieure à 1,4 mm. Ceci montre l'effet important de l'épaisseur sur la déflexion.
- 4- Les déformations maximales des barres d'armature, à l'état limite d'utilisation (ÉLUT), varient entre 240 et 624 microdéformations (environ 3,5 à 11 % de la déformation ultime

garantie des barres en PRFV). À la rupture, les déformations représentent 29 à 40 % de la déformation ultime garantie.

- 5- Au niveau de la charge à l'état limite ultime, les déformations maximales des barres transversales de l'assemblage inférieur ont la même valeur pour les dalles D-V1 et D-V2. Par contre, celles de la dalle S-G3 sont inférieures de 20 % (due à la résistance à la compression élevée du béton de cette dalle). La déformation du béton, à ce niveau de charge, diminue avec l'augmentation de l'épaisseur. Ceci indique que la déformation des barres d'armature ne varie pas avec la variation de l'épaisseur tout en gardant le même taux d'armature. L'effet de cette variation se voit sur la déformation du béton à la surface supérieure des dalles.
- 6- Les déformations des barres longitudinales (assemblage inférieur), à l'état limite d'utilisation, sont minimales. Cependant, à la rupture, elles sont comparables à celles des barres d'armature transversales de l'assemblage inférieur (environ 75 %). Donc, les barres longitudinales inférieures ont un effet important sur les dalles de tabliers encastrées quelque soit l'épaisseur de la dalle. Le comportement charge-déformation de ces barres est identique, ce qui confirme la conclusion No. 5.
- 7- Dans les trois dalles, à la charge de l'état limite d'utilisation, les déformations de l'armature longitudinale l'assemblage supérieur sont presque négligeables. En revanche, cette remarque confirme que les barres longitudinales supérieures n'ont pas d'effet sensible sur les dalles de tabliers à ce niveau de charge. À la rupture elles représentent presque 50 % de la déformation des barres dans la direction principale.
- 8- La déformation des barres transversales de l'assemblage supérieur de la dalle D-V2, dans la zone du moment négatif, est le double de celle de la dalle D-V1. Donc, l'épaisseur de la dalle a un effet direct sur la déformation des barres d'armature de la zone du moment négatif.
- 9- La diminution de l'épaisseur de la dalle du tablier de pont n'a pas d'effet sur la largeur des fissures dans la zone tendue.
- 10- Une dalle de 175 mm d'épaisseur, ayant comme armature des barres en PRFV et un taux d'armature suivant la direction transversale égal à 1,2 %, à la charge de l'état limite d'utilisation, satisfait les exigences des codes en terme de déflexion, déformations et charges de fissuration et charge ultime.

## 4.4 Effet du type d'armature

### 4.4.1 Introduction

Dans cette section, on étudie l'effet du type d'armature (barres d'acier, PRFV et PRFC) sur le comportement des dalles encastrées de ponts ayant une épaisseur, égale à 175 mm, inférieure à celle utilisée dans les ponts routiers au Québec. Un total de trois dalles (D-Ac, D-V1, et D-C) a été testé pour étudier ce paramètre. La première dalle, D-Ac, a été dimensionnée avec la méthode de calcul empirique spécifiée par le code CAN/CSA-S6-2006 (Article 8.18.4.2). Le taux d'armature est égal à 0,3 % (No. 10M@229 mm) suivant toutes les directions. Cette dalle a été préparée pour qu'elle soit utilisée comme référence et comparée aux autres échantillons de dalles renforcées avec des barres en PRF. La rigidité axiale de cette dalle est de  $600 \text{ N/mm}^2$ .

La deuxième dalle, D-V1, est renforcée avec des barres d'armature en PRFV No. 16 ( $d_b = 15,9 \text{ mm}$ ) et son taux d'armature est de 1,2 % suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et de 0,6 % suivant les autres directions. Cette dalle possède une barre d'armature No. 16 à tous les 116 mm suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et une barre d'armature No. 16 à tous les 230 mm suivant les autres directions. La troisième dalle de ce groupe, D-C, est renforcée avec des barres en PRFC, No. 10 ( $d_b = 9,5 \text{ mm}$ ), suivant la direction transversale (assemblage inférieur) avec un taux d'armature de 0,4% (No.10@134 mm). Les autres directions sont renforcées avec des barres de PRFV, No. 16 ( $d_b = 15,9 \text{ mm}$ ), avec un taux d'armature de 0,6% (No. 16@230 mm). Le taux d'armature de la dalle D-C est choisi pour avoir une rigidité axiale proche de la dalle de contrôle. Les rigidités axiales pour ces deux dalles sont de  $508 \text{ N/mm}^2$  et  $448 \text{ N/mm}^2$ , respectivement. Ces deux valeurs représentent 85 % et 75 %, pour le même ordre de dalles, de celle de la dalle D-Ac.

Un béton ordinaire a été utilisé pour préparer ces trois dalles. La résistance à la compression du béton est de 42,3 MPa, 35,2 MPa et 40,3 MPa pour les dalles D-Ac, D-V1 et D-C, respectivement. Dans cette section, les résultats des essais sont présentés en termes de déflexions, de déformations dans le béton et l'armature, de largeurs et propagation des fissures.

#### 4.4.2 Comportement en déflexion

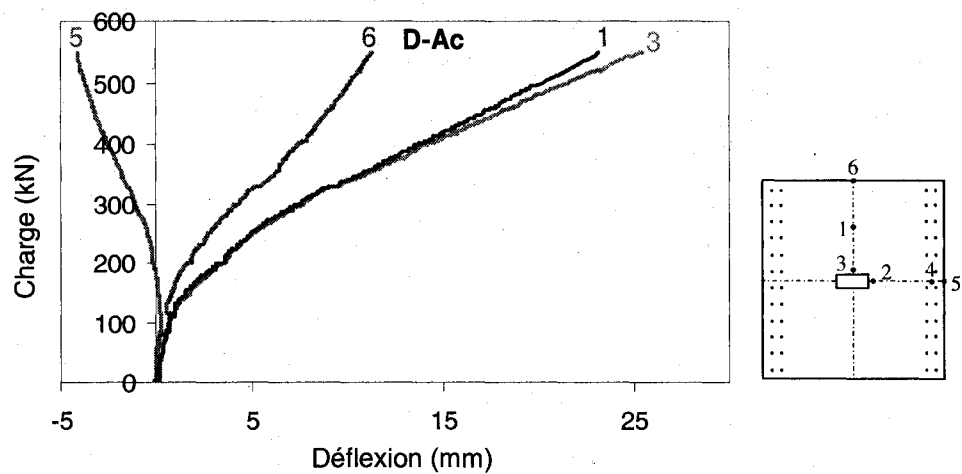
Le comportement charge-déflexion de chaque dalle à différentes positions du LVDT est montré à la figure 4.10a, b, c. Pour les trois dalles, la déflexion maximale mesurée est enregistrée au point No. 3, par le LVDT-3, proche de la surface chargée. D'après la figure 4.10, la déflexion diminue, pour le même niveau de charge, au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la surface chargée. Aussi, les déflexions au niveau de toutes les localisations croient avec l'accroissement de la charge à l'exception du point No. 5. Ce dernier point se trouve au bout d'un des deux porte-à-faux de chaque dalle. Les extrémités des porte-à-faux se déplacent vers le haut avec l'augmentation de la charge jusqu'aux niveaux de charge de 120 kN et 145 kN pour les dalles D-Ac et D-C, respectivement. Une fois que ces niveaux de charge atteints, on constate que les dalles commencent à faire une rotation autour des poutres de support, et par conséquent, la déflexion diminue (déplacement vers le haut des extrémités). Le déplacement de la position No. 5 sur la dalle D-V1 n'a pas été prélevé dû à un problème technique lors de l'essai. De la figure 4.10c, on voit que les courbes charge-déflexion des localisations 2 et 3, se trouvant à 45 mm de la surface chargée, sont identiques. Ceci confirme ce qui a été remarqué à la figure 4.3b (la déflexion proche de la circonférence de la surface chargée de la dalle est la même dans les deux directions, longitudinale ou transversale). Les figures 4.10a et 4.10b montrent que les courbes charge-déflexion des localisations 1 et 3 sont similaires jusqu'aux niveaux de charge 400 kN et 230 kN, respectivement, ensuite elles se divergent. Par contre, à la figure 4.10c, elles sont distinctes dès le début du chargement.

La figure 4.10d illustre une comparaison entre les courbes charge-déflexion nette à la position No. 3, où la déflexion est maximale pour les trois dalles. Les dalles armées de barres en PRF ont un comportement charge-déflexion nette bilinéaire. Le premier segment des courbes des dalles D-V1 et D-C, jusqu'à la charge de fissuration, représente la déflexion en fonction de la charge avant la fissuration des dalles (section brute du béton). On peut voir que la rigidité flexionnelle de la dalle D-C a diminué légèrement due à des fissures prématurées qui sont apparues quand la charge a atteint 76 kN (ces fissures sont remarquées lors de l'essai et ne sont pas si importantes). Cependant, le deuxième segment représente la déflexion en fonction de la charge après la fissuration (section réduite du béton) jusqu'à la rupture. En revanche, pour la dalle D-Ac, la courbe est linéaire jusqu'au niveau de la charge de fissuration, ensuite elle change pour suivre un comportement non-linéaire jusqu'à la rupture. La fissuration du béton et la plastification des barres d'armature d'acier sont la cause de ce changement. Les

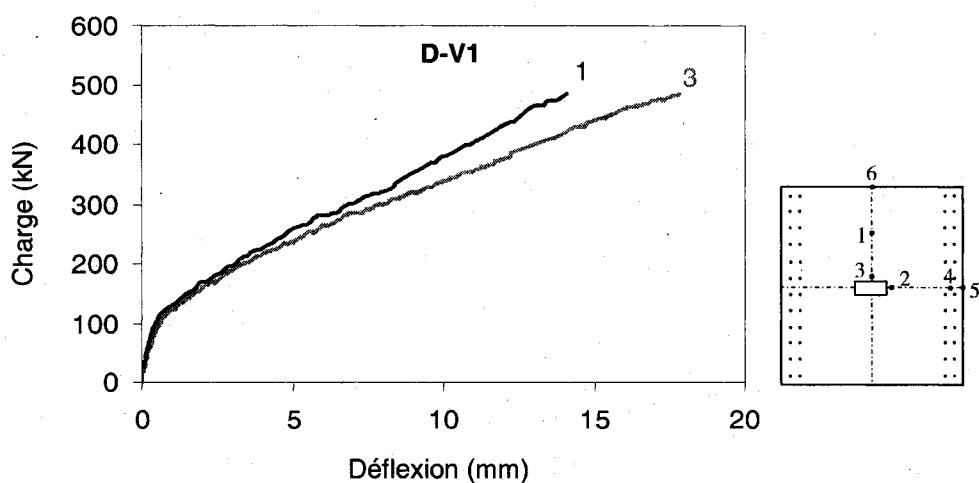
déflexions maximales nettes enregistrées au niveau de la charge à l'ÉLUT ( $P_{ser} = 110,25 \text{ kN}$ ) sont de 0,72 mm, 0,71 mm et 1,21 mm pour les dalles D-Ac, D-V1 et D-C, respectivement. À la rupture, on peut remarquer sur la même figure que les deux dalles renforcées de barres en PRF ont un comportement similaire en déflexion. La déflexion nette finale est de 18 mm et 18,5 mm pour la dalle D-V1 et D-C, respectivement. La dalle D-Ac a aussi un comportement similaire jusqu'à 60 % de sa capacité portante ultime, puis la courbe décroît un peu (plus de déflexion). Ceci est dû à la plastification de l'acier qui a engendré plus de déflexion par rapport aux deux autres dalles armées de PRF. Donc, quelque soit le type d'armature (PRFV, PRFC ou acier), le comportement charge déflexion est identique pour les dalles de tabliers si la rigidité axiale de l'armature principale est conservée.

Les figures 4.11a,b et 4.12a,b illustrent les profils de déflexion des deux directions, longitudinal et transversal, des dalles D-Ac et D-C. Ces profils de déflexion donnent une indication globale de la déformée des dalles non seulement sous la surface chargée, mais aussi la surface totale des dalles. La réponse de rotation des dalles peut être spécifiée en utilisant les profils de déflexion. Ils ont été tracés en tenant compte des valeurs de déflexion à six localisations le long des deux directions, longitudinal et transversal, pour différents niveaux de chargements.

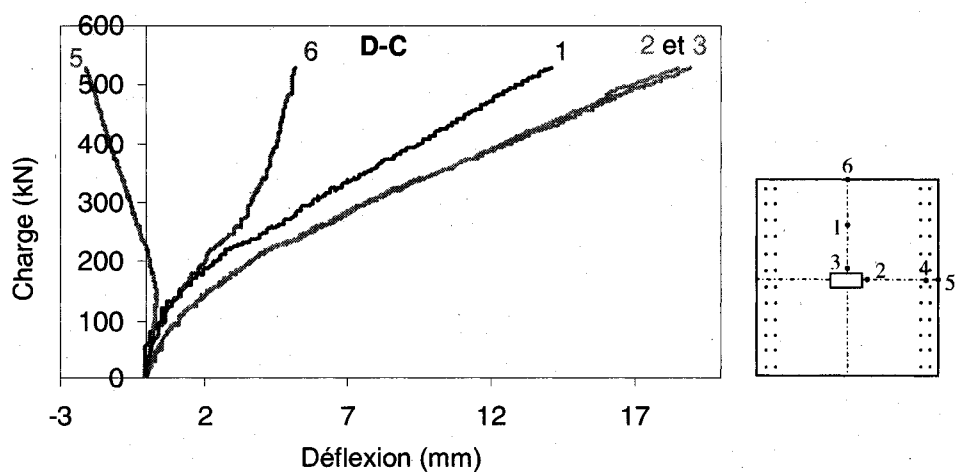
Des figures 4.11 et 4.12, on peut remarquer que la déflexion de la dalle D-C est très petite par rapport à la dalle D-Ac. La même constatation visuelle a été faite pour la dalle D-V1 lors du test. La figure 4.12b montre que la déflexion des extrémités libres (localisation No. 6) s'immobilise à un niveau de charge élevée (400 kN). Par contre, la déflexion sous la surface chargée continue d'accroître engendrant une rupture par poinçonnement brutale de la dalle D-C à la fin du test. La dalle D-V1 avait aussi une rupture brutale par poinçonnement. Cependant, dans la figure 4.11b, les extrémités libres de la dalle D-Ac continuent de se fléchir jusqu'à la rupture. L'effondrement de la dalle était moins brutale due à la plastification de l'armature d'acier.



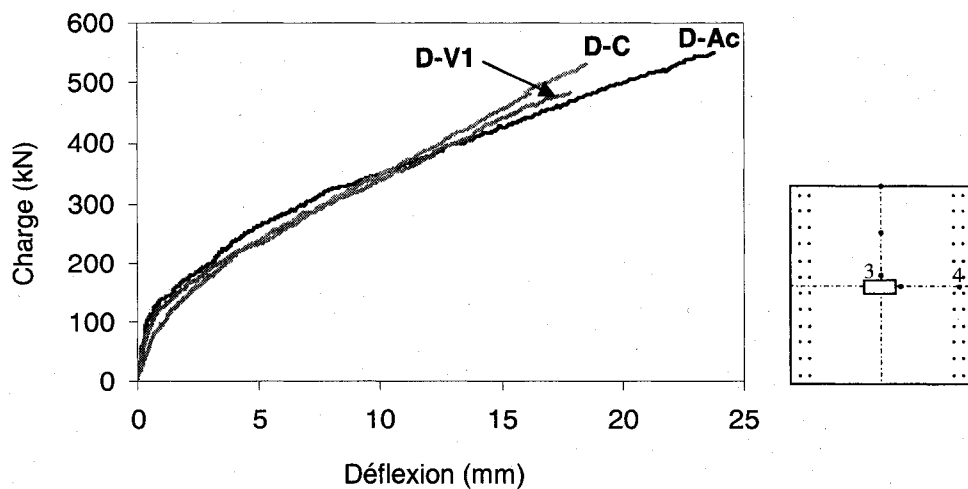
**Figure 4.10a** Courbes charge-déflexion à différentes localisations sur la dalle D-Ac



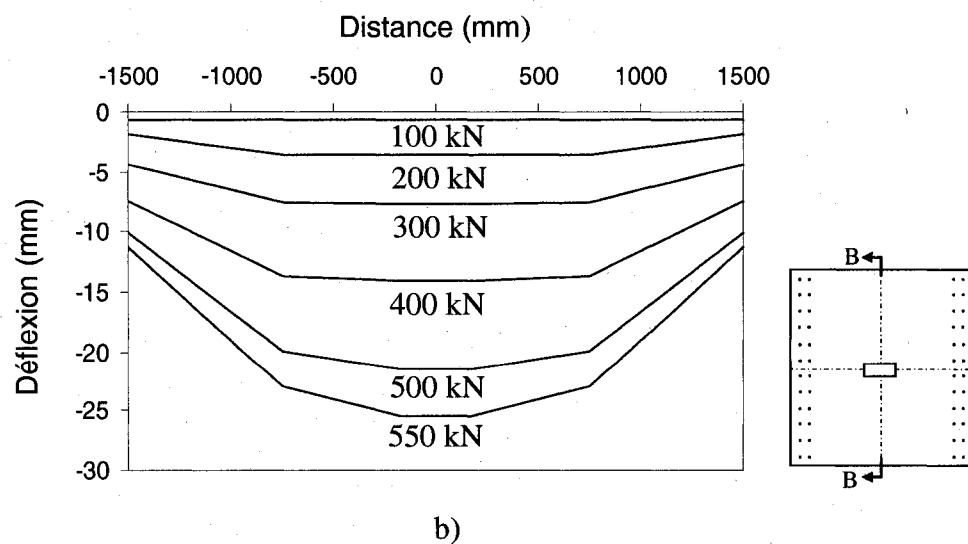
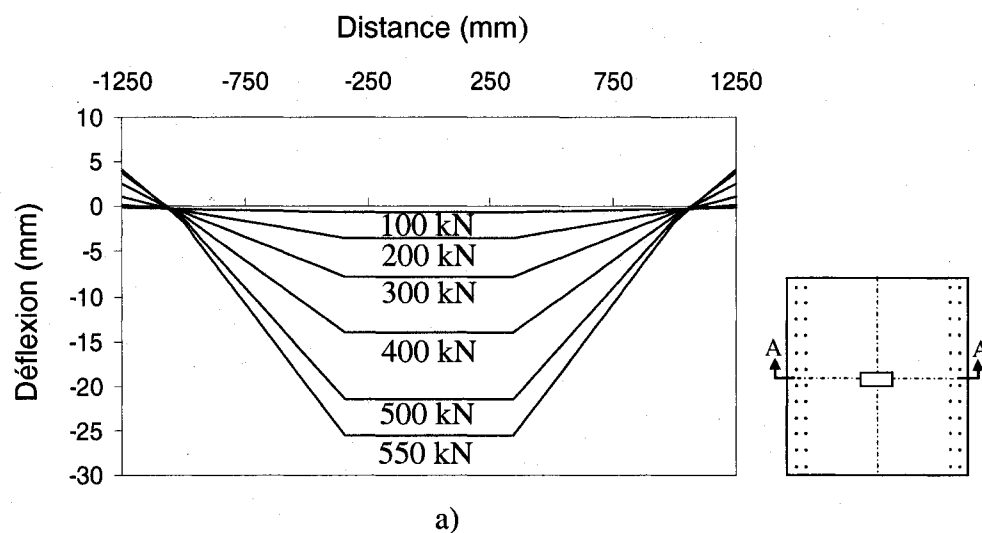
**Figure 4.10b** Courbes charge-déflexion à différentes localisations sur la dalle D-V1



**Figure 4.10c** Courbes charge-déflexion à différentes localisations sur la dalle D-C

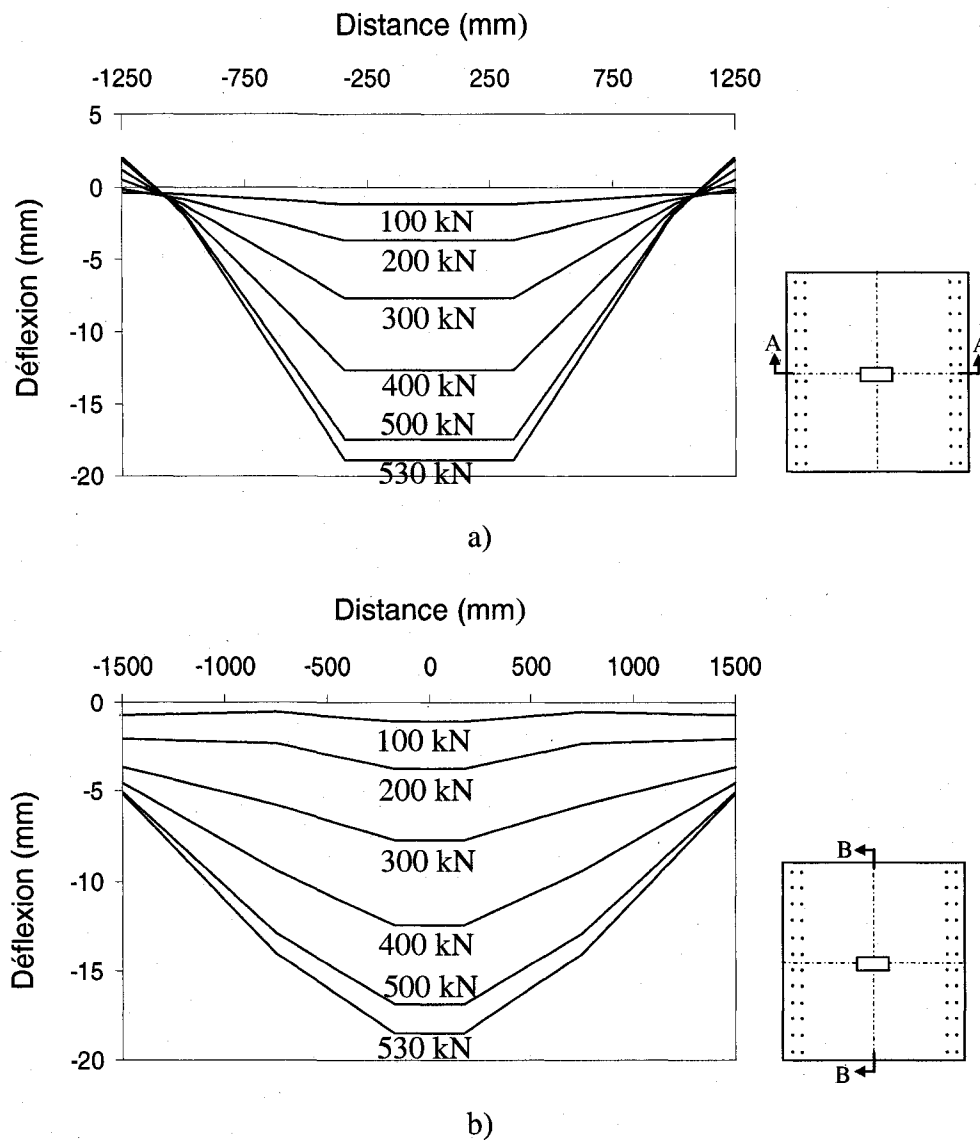


**Figure 4.10d** Comparaison entre les trois courbes charge-déflexion nette des dalles D-Ac, D-V1, et D-C



**Figure 4.11** Profils de déflexion le long des axes a) transversale, b) longitudinal de la dalle D-Ac





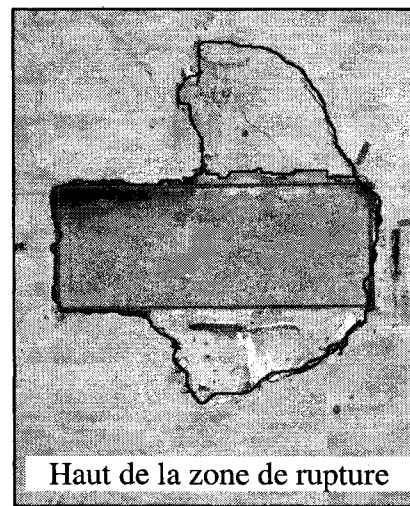
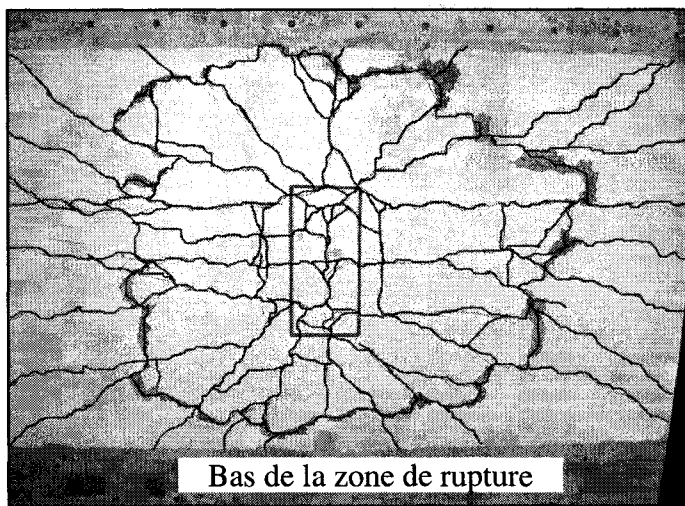
**Figure 4.12** Profils de déflexion le long des axes : a) transversal, b) longitudinal de la dalle D-C

#### 4.4.3 Capacité ultime et mode de rupture

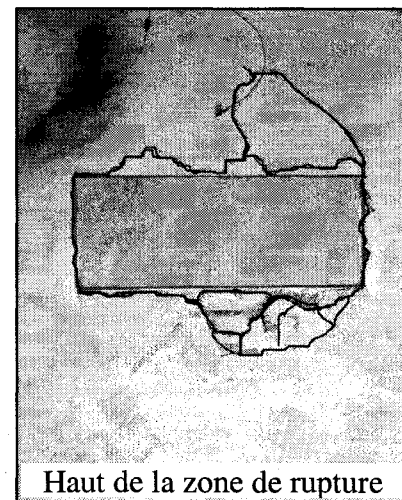
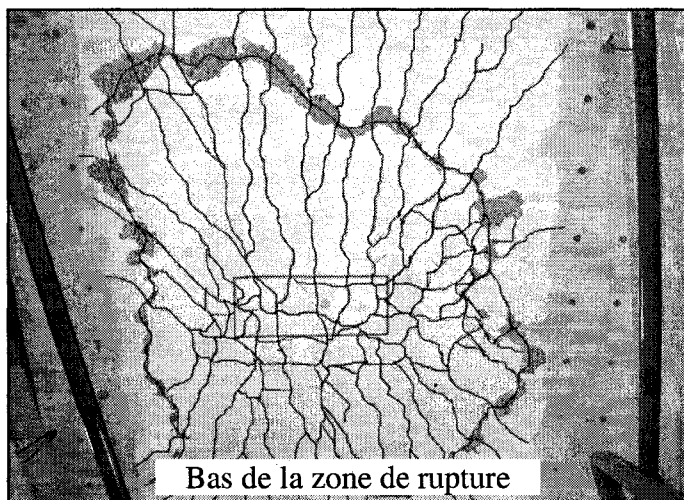
Les trois dalles (D-Ac, D-V1 et D-C) ont le même mode de rupture par poinçonnement autour de la surface chargée. Le haut de la zone de rupture des trois dalles a la même forme (forme rectangulaire) qui passait par les quatre côtés de la surface chargée. La forme inférieure de la zone de rupture est, aussi, identique et presque circulaire avec un diamètre égal à la distance entre les deux poutres de support. Le cercle de la zone de rupture inférieure est fermé dans les deux dalles D-Ac et D-C, alors que ce n'est pas le cas de la dalle D-V1 qui reste incomplet et déformé. Ceci est, peut être, dû à une légère excentricité du vérin par rapport à l'axe vertical de la surface chargée via la plaque d'acier. De plus, le chargement de cette dernière dalle est

arrêté une fois que la rupture a lieu. La rupture par poinçonnement des surfaces supérieure et inférieure, des trois dalles, est montrée dans la figure 4.13 a, b, c.

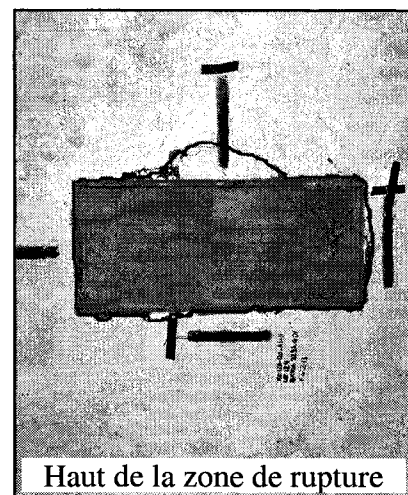
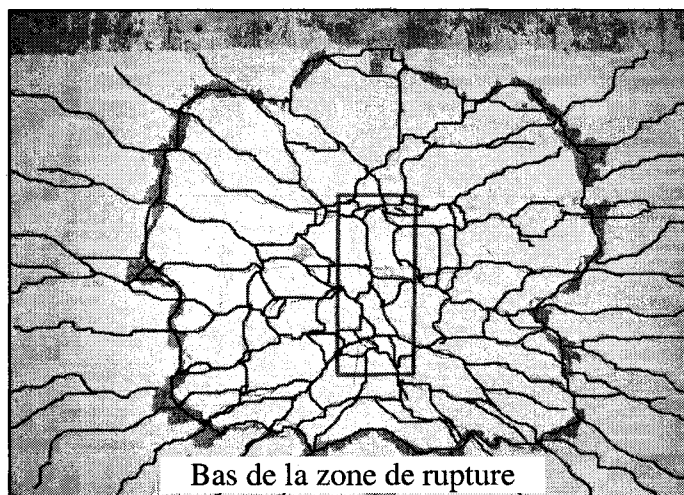
Les charges portantes ultimes des trois dalles D-Ac, D-V1 et D-C sont de 550 kN, 484 kN et 530 kN, respectivement. La différence entre ces valeurs ne dépasse pas 12 %. Ceci est dû à la rigidité axiale qui est presque la même pour les trois types d'armature (Acier, PRFV et PRFC). La charge de rupture de la dalle D-V1 est relativement inférieure à celles des deux autres à cause de la différence de résistance à la compression du béton utilisé. La résistance du béton de la dalle D-V1 est inférieure de 14 % à celle de la dalle D-Ac. Le rapport entre la charge de rupture de la dalle D-Ac et de la dalle D-C est presque de 4% et le rapport entre la résistance à la compression du béton utilisé pour préparer la dalle D-Ac et celle du béton de la dalle D-C est presque de 5%. D'après ces constatations, on peut dire qu'on aurait pu avoir la même charge de rupture pour les trois dalles si la résistance à la compression des trois bétons de ces dalles est la même. Les valeurs des capacités portantes, du même ordre de dalles, sont 2,64, 2,33 et 2,55 fois plus grandes que la charge à ÉLUL,  $P_{\text{ÉLUL}} = 208,25 \text{ kN}$  spécifiée par le code CAN/CSA-06 2006.



a)



b)



c)

**Figure 4.13** Rupture par poinçonnement des surfaces supérieure et inférieure des dalles  
a) D-Ac, b) D-V1 et c) D-C

#### 4.4.4 Déformations des armatures et du béton

La figure 4.14 présente les courbes de déformation maximales du béton mesurées à 50 mm de la surface chargée par la jauge No.2 en fonction de la charge appliquée, dans les trois dalles D-Ac, D-V1, et D-C. Ces courbes sont constituées de deux segments linéaires (ou presque). Le premier segment, de chaque courbe, représente la déformation du béton à la surface supérieure en fonction de la charge appliquée avant la fissuration de la dalle. La déformation du béton au moment de la fissuration est presque égale pour les trois dalles et n'a pas dépassé -220 microdéformations. Cependant, le deuxième segment des trois courbes représente la déformation du béton en fonction de la charge appliquée après la fissuration des dalles. Avant le niveau de chargement de 200 kN, les courbes des dalles D-V1 et D-Ac sont identiques, mais elles divergent l'une de l'autre après ce niveau de chargement. De la même manière, on remarque à la figure 4.10d que les deux courbes charge-déflexion sont identiques jusqu'au niveau de chargement de 208 kN. Par la suite, les courbes restent parallèles jusqu'à la rupture. Les déformations du béton à la rupture des dalles D-Ac, D-V1 et D-C sont de -2267, -1870, et -1590 microdéformations respectivement. On peut noter que la dalle D-Ac a enregistré la plus grande déformation à la rupture comparativement aux deux autres dalles. Ceci est attribué à la plastification de l'armature d'acier qui a engendré une déflexion importante de la dalle et par conséquent plus de déformation dans le béton.

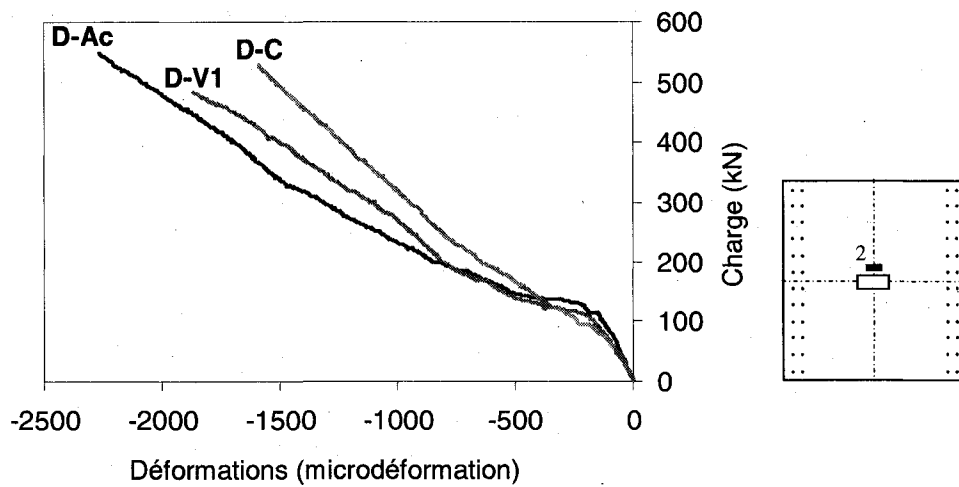
On peut voir que les déformations à la rupture des trois dalles sont inférieures à la déformation ultime du béton (3500 microdéformations). Les déformations du béton au niveau de la charge à l'ÉLUT,  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN, sont de -200 microdéformations pour les dalles D-Ac et D-V1 et -265 pour la dalle D-C. Alors qu'au niveau de la charge à l'ÉLUL,  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN, les déformations sont de -807 microdéformations pour les dalles D-Ac et D-V1 et -669 microdéformations pour la dalle D-C.

La figure 4.15 illustre les trois courbes charge-déformation maximale des barres d'armature des trois dalles étudiées. Les déformations sont fournies par la jauge No. 5 pour les dalles D-Ac et D-V1, et par la jauge No. 6 pour la dalle D-C (voir la figure 3.9c et d). Les courbes des dalles armées de PRF sont similaires. La déformation des barres en PRFC a commencé à être plus importante dès l'apparition de fissures prématurées. Dès que les fissures ont commencé à avoir lieu sur dalle D-V1, le comportement de la déformation maximale des dalles armées de PRF est devenu similaire jusqu'à la rupture. Cependant, le comportement charge-déformation

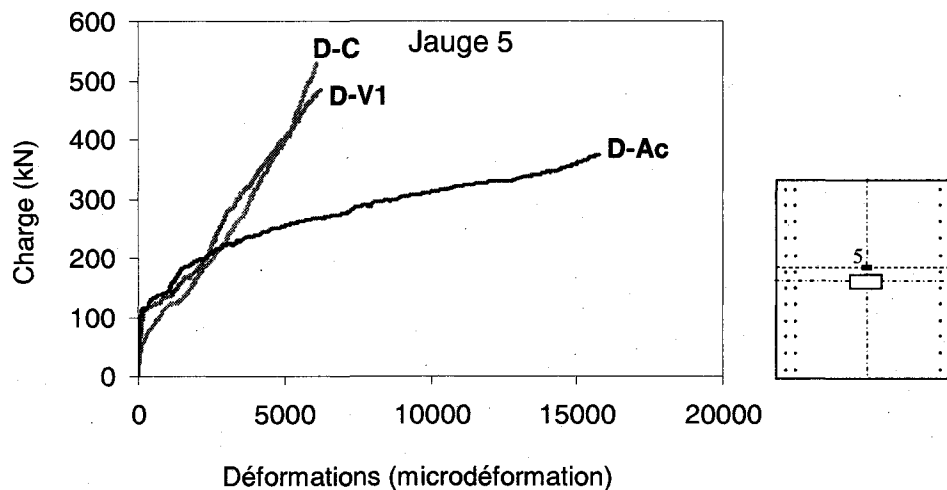
maximale d'armature de la dalle D-Ac est linéaire jusqu'à l'apparition de fissures dans le béton avant qu'il ne change pour suivre un comportement non-linéaire. Cela est dû premièrement à la fissuration du béton puis à la plastification de l'armature d'acier. À une charge de 375 kN, la jauge collée sur l'armature d'acier a atteint sa capacité ultime à se déformer dû à la déformation importante de la barre d'acier après la plastification.

Les déformations maximales à la rupture de l'armature des deux dalles D-V1 et D-C sont de 6224 et 6063 microdéformations, respectivement. Cependant pour la dalle D-Ac, la déformation maximale indiquée par la jauge, avant qu'elle soit hors service, est de 15728 microdéformations. Les déformations maximales au niveau de la charge à l'ÉLUT,  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN, sont de 110, 214, et 850 microdéformations pour les dalles D-Ac et D-V1 et D-C, respectivement. Alors qu'au niveau de la charge à l'état limite ultime,  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN, elles sont de 2488, 2470 et 2677 microdéformations pour les dalles D-Ac et D-V1 et D-C, respectivement.

Pour les dalles D-Ac, D-V1 et D-C, les rapports de la déformation maximale au niveau de la charge à l'ÉLUT à celle de la rupture sont de 0,7 %, 3,5 % et 14 % pour l'armature et 8 %, 7 %, 10 % et 17 % pour le béton, respectivement. Les mêmes rapports, mais au niveau de la charge à l'ÉLUL, sont de 16 %, 38 % et 44 % pour l'armature et de 36 %, 44 % et 42 % pour le béton, respectivement. Une augmentation de la charge du niveau de l'ÉLUT à ÉLUL a engendré une augmentation de la déformation maximale de l'armature. Elles ont augmenté de plus de 22 fois dans la dalle D-Ac, 10 fois dans la dalle D-V1 et 3 fois dans la dalle D-C. Ceci est causé par la fissuration du béton qui provoque l'implication totale des barres pour reprendre une charge extérieure et par conséquent avoir plus de déformation. La croissance rapide de la déformation de l'armature d'acier a engendré après la charge à l'état limite ultime, la plastification de ces barres. La faible croissance de cette déformation dans les barres en PRFC est due à la déformation moyennement élevée, engendrée par des fissures prématurées, au niveau de la charge à l'état limite à l'utilisation.



**Figure 4.14** Courbes Charge-Déformation maximale du béton des dalles D-Ac, D-V1 et D-C



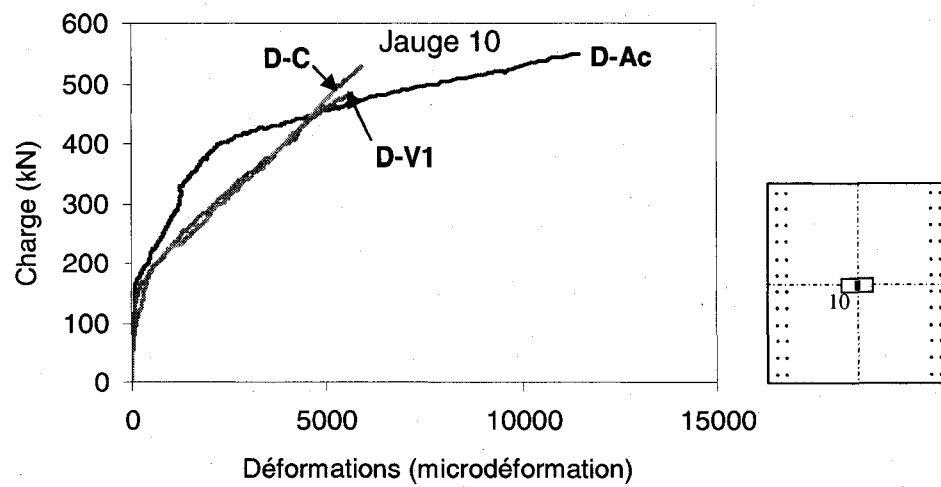
**Figure 4.15** Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-Ac, D-V1 et D-C

Les figures 4.14a, b et c, illustrent les déformations des différentes barres d'armature en fonction de la charge appliquée aux dalles D-Ac, D-V1 et D-C. La figure 4.16a illustre les courbes charge-déformation de la barre d'armature longitudinale (assemblage supérieur) au centre de la surface chargée. Il apparaît clairement sur cette figure que les déformations, au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation, sont minimales; la plus grande déformation à ce niveau de charge est celle de la dalle D-C (160 microdéformations). Cependant, après la fissuration, les barres longitudinales prennent leur part de la charge appliquée et par conséquent les déformations deviennent plus importantes. On remarque que le comportement des barres longitudinales (assemblage inférieur) des deux dalles armées de PRF, est bilinéaire et les courbes sont presque identiques. La courbe de déformation de l'armature d'acier en

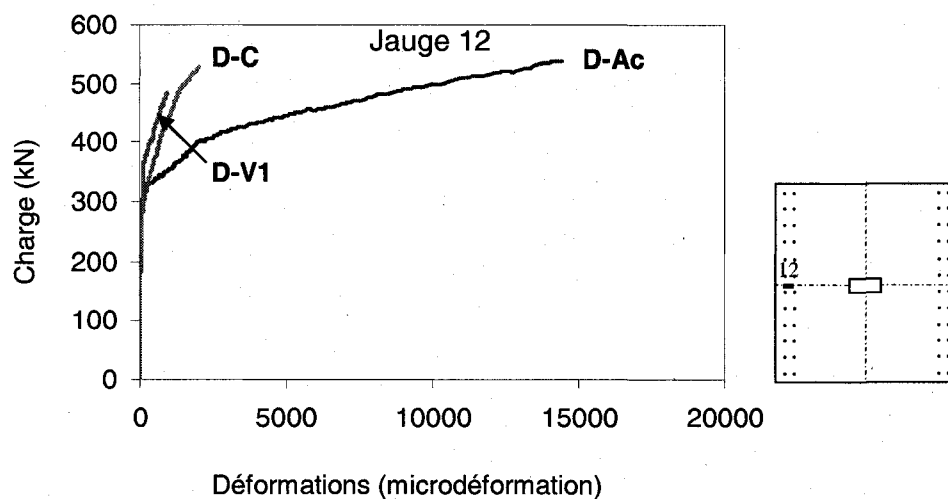
fonction du chargement est composée de trois segments. Le premier représente le comportement avant la fissuration et le deuxième représente le comportement après la fissuration et avant la plastification de l'armature. Finalement, le dernier segment représente le comportement après la plastification de l'armature. À la rupture, les déformations sont de 11450, 5626 et 5910 microdéformations pour les dalles D-Ac, D-V1, et D-C, respectivement.

La figure 4.16b illustre les trois courbes charge-déformation de la barre d'armature se trouvant au milieu de l'armature transversale de l'assemblage supérieur des trois dalles. Les déformations sont enregistrées par une jauge (jauge No.12) collée sur la barre en question, au-dessus d'une des deux poutres de support. L'objectif est de suivre le comportement des barres dans la zone du moment négatif. Les deux courbes charge-déformation des barres en PRF de cette dernière figure sont bilinéaires. Or, la courbe du comportement de l'armature d'acier est composée de trois segments, dû à la plastification de la barre ce qui engendre un troisième segment après la fissuration. Dans la première partie des trois courbes, les déformations sont minimales (moins de 150 microdéformations), puis elles commencent à devenir plus visibles une fois que la charge atteint 300 kN. Par la suite, les deux segments des dalles armées de PRF restent parallèles et linéaires jusqu'à la rupture. Cependant, pour l'armature d'acier de la dalle D-Ac, un troisième segment est apparu après la plastification de l'armature. La déformation importante de l'acier a engendré une défectuosité de la jauge avant la rupture de la dalle. Les déformations à la rupture, pour les dalles D-V1 et D-C, sont de 925 et 2021 microdéformations. Ces valeurs représentent 5,5 % et 13 % de la déformation ultime garantie de la barre de PRFV. Alors que pour la dalle D-Ac, la déformation a atteint 14410 microdéformations à 538 kN avant que la rupture de la dalle soit atteinte.

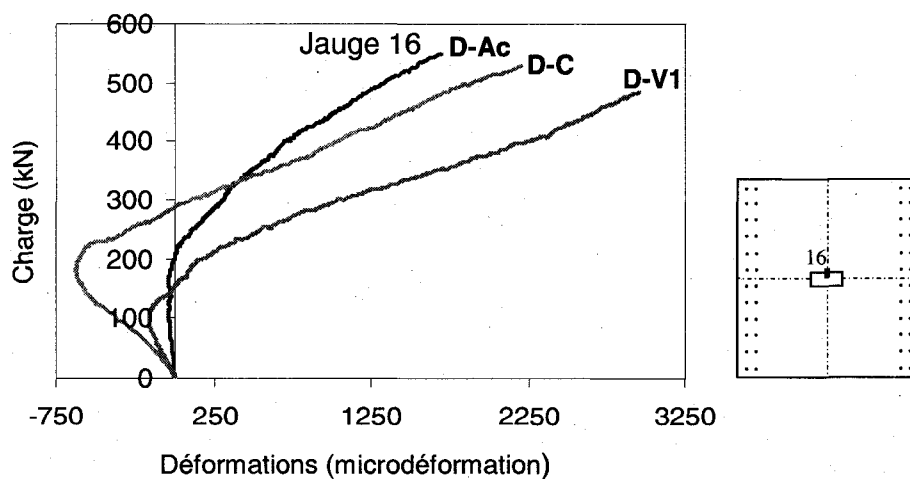
La figure 4.16c illustre les trois courbes charge-déformation de la barre d'armature se trouvant au milieu de l'armature longitudinale de l'assemblage supérieur des trois dalles. Ces courbes sont bilinéaires. Les déformations avant la fissuration des dalles sont négatives (les barres travaillent en compression). L'armature de la dalle D-C présente une grande déformation de compression (-617 microdéformation), vu que la jauge est presque sous la surface chargée. Une fois que le niveau de charge à l'état limite d'utilisation est atteint, l'armature de la dalle D-V1 a commencé à travailler en traction, jusqu'à la rupture. Dans les deux dalles, les armatures travaillent en traction seulement lorsque la charge a atteint 194 kN. Les déformations à la rupture sont de 1700, 3000 et 2200 microdéformations pour D-Ac, D-V1, et D-C, respectivement.



a)



b)



c)

**Figure 4.16** Courbes charge-déformation des différentes barres d'armature dans les dalles D-Ac, D-V1, et D-C

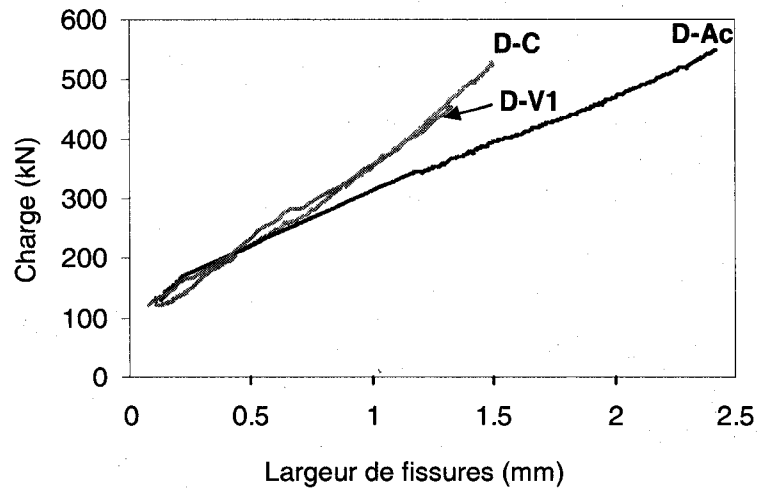


#### 4.4.5 Largeurs et réseaux de fissures

Les réseaux de fissuration sur la surface en tension des trois dalles sont similaires. La première fissure est apparue à une charge proche de la charge à l'ÉLUT ( $P_{ÉLUT} = 110 \text{ kN}$ ). Les charges de fissuration sont égales à 127 kN, 115 kN et 117 kN pour les dalles D-Ac, D-V1 et D-C, respectivement. Des fissures prématurées secondaires sont apparues quand la charge a atteint 76 kN sur la surface inférieure de la dalle D-C, ce qui peut être dû à un problème de manutention lors de son transport au laboratoire. La première fissure sur la surface inférieure de ces dalles est apparue sous la zone chargée orientée longitudinalement et parallèlement aux poutres de support. Une fois que la charge de fissuration est atteinte, la rigidité flexionnelle des dalles diminue brusquement, ce qui provoque des fissures dans la direction radiale autour de la zone chargée. Peu avant la rupture, une fissure est apparue et s'est propagée rapidement pour former le cercle de rupture par poinçonnement. Les réseaux de fissurations de la surface inférieure en tension sont montrés à la figure 4.13.

Les réseaux de fissuration à la surface supérieure sont eux aussi similaires. Les premières fissures supérieures ont eu lieu à 400 kN (73 %, 83 % et 75 % de la charge de rupture des dalles D-Ac, D-V1 et D-C, respectivement). Elles sont apparues directement au-dessus et parallèlement aux poutres métalliques qui supportent les dalles suivant la direction longitudinale. Les fissures apparues par la suite, ont une forme demi-circulaire ayant comme centre l'axe vertical du vérin de chargement.

La figure 4.17 illustre la variation de la largeur des fissures sur la surface en tension des trois dalles à la face inférieure, en fonction de la charge appliquée. Les courbes des largeurs des fissures varient elles aussi linéairement. Les deux courbes des dalles armées de PRF sont parallèles jusqu'à la rupture. L'ouverture de fissures de la dalle D-Ac a la même grandeur que celle des deux autres jusqu'à ce que l'armature d'acier a atteint la plastification, puis elle devient plus importante. Les fissures mesurent moins de 0,1 mm et 0,4 mm aux niveaux de la charge à l'état limite d'utilisation et de la charge à l'état limite ultime, respectivement, pour les trois dalles. À la rupture l'ouverture des fissures mesure 2,42 mm, 1,33 mm et 1,49 mm pour D-Ac, D-V1, et D-C, respectivement.



**Figure 4.17** Courbes charge-largeur de fissures pour les dalles D-Ac, D-V1, et D-C

Les détails des dalles D-Ac, D-V1 et D-C et les principaux résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 4.3 et 4.4.

**Tableau 4.3** Résistance en compression du béton et détails de l'armature des trois dalles D-Ac, D-V1, et D-C

Dalle	Épaisseur (mm)	$f'_c$ (MPa)	Taux d'armature $\rho$ (%)		Configuration de l'armature	
			Direction transversale (assemblage inférieur)	Rigidité axiale ( $\rho \times E$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	Direction transversale (assemblage inférieur)	Les autres directions
D-Ac	175	42,3	0,3	600	No.10M@229 mm	
D-V1	175	35,2	1,2	508	No.16@116 mm	No.16@230 mm
D-C	175	40,3	0,4	448	No.10@134 mm	No.16@230 mm (PRFV)

**Tableau 4.4** Résumé des résultats des essais (effet du type d'armature)

Dalle	Charge de fissuration (kN)	Capacité portante (kN)	Déflexion maximale nette (mm)		Déformation maximale à P <sub>ÉLUT</sub> ( $\mu\epsilon$ )		Déformation maximale à P <sub>ÉLUL</sub> ( $\mu\epsilon$ )	Largeur de fissure à P <sub>ÉLUT</sub> (mm)	Mode de rupture
			À P <sub>ÉLUT</sub> *	À la rupture	Barres	Béton	Barres	Béton	
D-Ac	127	550	0,72	23,8	110	-200	2488	-807	0,0
D-V1	115	484	0,71	17,9	214	-200	2470	-807	Poinçonnement
D-C	117	530	1,21	18,5	850	-265	2677	-669	0,0

\* Charge de calcul à l'état limite d'utilisation (ÉLUT), P<sub>ÉLUT</sub> = 110,25 kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

\*\* Charge à l'état limite ultime (ÉLUL) P<sub>ÉLUL</sub> = 208,25 kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

#### 4.4.6 Conclusions partielles

Un total de trois dalles a été testé afin d'étudier l'effet du type d'armature (acier, PRFV et PRFC) sur le comportement des dalles à confinement interne de tabliers ayant une épaisseur égale à 175 mm. La première dalle, D-Ac, a été dimensionnée avec la méthode de calcul empirique spécifiée par le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-2006] (Article 8.18.4.2) avec un taux d'armature de 0,3 % (No. 10M@229 mm) suivant toutes les directions. Elle a été fabriquée pour qu'elle soit utilisée comme référence et comparée aux autres spécimens de dalles renforcées de barres en PRF. La rigidité axiale de cette dalle est de  $499,2 \text{ N/mm}^2$ . La deuxième dalle, D-V1, a été renforcée avec des barres d'armature en PRFV No. 16 ( $d_b = 15,9 \text{ mm}$ ) avec un taux d'armature de 1,2 % suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et de 0,6 % dans les autres directions. La dalle a une barre d'armature No. 16 à tous les 116 mm suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et une barre d'armature No. 16 à tous les 230 mm suivant les autres directions. La troisième dalle de ce groupe, D-C, a été renforcée avec des barres en PRFC, No. 10 ( $d_b = 9,5 \text{ mm}$ ), suivant la direction transversale (assemblage inférieur). Le taux d'armature est de 0,4% (No.10@134 mm). Suivant les autres directions, le renforcement est assuré par des barres en PRFV avec un taux d'armature de 0,6% (No. 16@230 mm). Le taux d'armature de la dalle D-C a été choisi pour avoir une rigidité axiale proche de celle de la dalle D-Ac. Les rigidités axiales des dalles D-Ac, D-V1 et D-C sont de 499,2, 508 et 448  $\text{N/mm}^2$ , respectivement. En se basant sur les résultats expérimentaux, les conclusions suivantes peuvent être énoncées :

- 1- Les trois dalles D-Ac, D-V1 et D-C ont rompu par poinçonnement et leurs charges portantes sont de 550 kN, 484 kN et 530 kN, respectivement. Ces valeurs sont au moins 2,5 fois plus grande que la charge à l'état limite ultime,  $P_{\text{ÉLUL}} = 208 \text{ kN}$ , spécifiée par le CAN/CSA-06.
- 2- L'écart entre les capacités portantes des trois dalles, ayant 175 mm d'épaisseur, est minime. Donc, on peut conclure que le type d'armature suivant la direction transversale affecte peu la capacité portante des dalles de tabliers en béton si la rigidité axiale est conservée.
- 3- Les trois dalles ont le même comportement charge-déflexion. Ceci signifie que le type d'armature suivant la direction transversale (assemblage inférieur) n'a pas d'effet sur le comportement de la déflexion des dalles de tabliers de ponts ayant 175 mm d'épaisseur.

- 4- Pour les trois dalles, la charge de fissuration est plus grande que celle à l'état limite d'utilisation
- 5- Les déformations maximales mesurées dans les barres d'armature en PRFV et en PRFC, au niveau de la charge à l'état limite ultime, sont presque égales à 2470 et 2677 microdéformations. Ces valeurs représentent environ 15 % et 26 % de la déformation ultime garantie des barres, respectivement.
- 6- Les déformations des armatures longitudinales supérieures en PRF, à la rupture, se trouvant aux encastrement des dalles, sont presque égales et négligeables, comparées à celles de l'armature d'acier. Les comportements charge-déformation des barres d'armatures longitudinales (assemblage inférieur) des dalles armées de PRF sont identiques. À la rupture, les déformations de ces armatures sont nettement inférieures à celles de l'armature d'acier.
- 7- On peut donc conclure que les dalles de tabliers, ayant 175 mm d'épaisseur, armées de PRF ont un meilleur comportement que celles armées d'acier du point de vue des déformations de l'armature, de la fissuration et de la déflexion.

## 4.5 Effet de la résistance du béton

### 4.5.1 Introduction

En général et dans la plus part des codes, la valeur de la résistance au poinçonnement est donnée en fonction de la résistance à la compression du béton  $f'_c$ . Au Québec, le béton utilisé généralement dans les ponts routiers est un béton ordinaire. Afin d'étudier l'effet de la résistance à la compression du béton sur la valeur de la résistance au poinçonnement, deux dalles à grande échelle D-V1 et D-V4 de tabliers de ponts ont été préparées et testées. Les dalles avaient le même taux d'armature, 1,2 %, dans la direction transversale inférieure, et de 0,6 % dans les autres directions. La résistance à la compression du béton était 35,2 et 64,8 MPa, respectivement. La dalle D-V1 est utilisée à titre comparatif des différents paramètres. Dans cette section, les résultats des essais sont présentés en termes de déflexion, déformations dans le béton et l'armature, et largeurs et propagation des fissures.

### 4.5.2 Comportement en déflexion

Le comportement charge déflexion des différentes localisations de la dalle D-V4 est illustré à la figure 4.18a. Cependant, celui de la dalle D-V1 est illustré à la figure 4.3a. Les déflexions maximales enregistrées sont celles de la localisation No. 3 et des deux dalles. La figure 4.18b illustre le comportement charge-déflexion nette à la localisation en question. Le comportement en flexion de la D-V4 est semblable à ceux des autres dalles discutées auparavant. On peut noter toujours que plus on s'éloigne de la surface chargée, moins la déflexion est importante. La déflexion en fonction de la charge à la localisation No. 2 n'est pas donnée dans la figure 4.18a, mais on peut considérer que c'est le même comportement que la localisation No. 3 (selon ce qui a été observé dans les autres dalles).

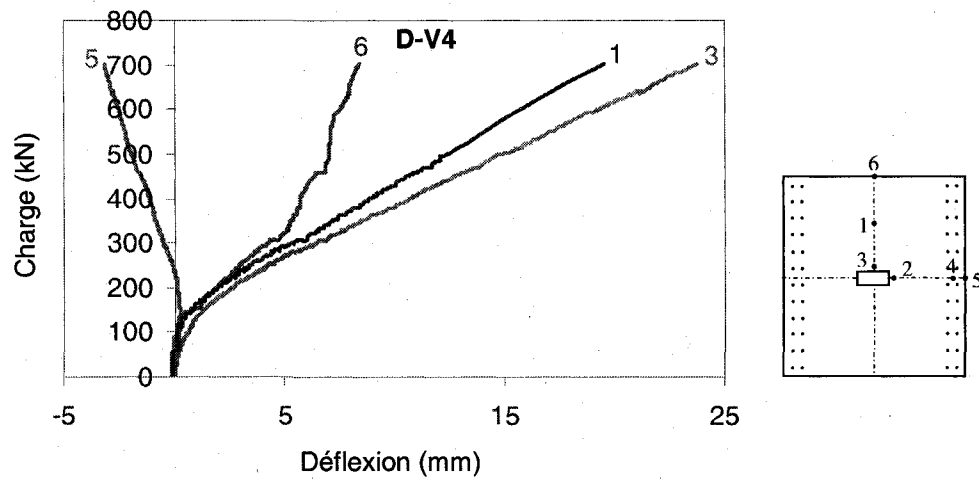
La figure 4.18b illustre les courbes de la déflexion maximale nette en fonction de la charge des deux dalles D-V1 et D-V4. Cette déflexion maximale a été mesurée à la localisation No.3 par le LVDT-3. Les deux courbes sont bilinéaires. La première partie représente la déflexion en fonction de la charge avant la fissuration du béton. Alors que la deuxième représente la déflexion en fonction de la charge après fissuration du béton. On remarque que la rigidité flexionnelle de la dalle D-V4 est plus grande que celle de la dalle D-V1. Ceci est dû à la résistance en compression du béton de la dalle D-V4 qui était presque le double de celle du béton de la dalle D-V1 (64,8 MPa contre 35.2 MPa).

La différence des déflexions nettes enregistrées au niveau de la charge à l'ÉLUT,  $P_{ÉLUT}$ , sont très petites (0,71 mm et 0,66 mm pour D-V1 et D-V4, respectivement) comparativement à la différence entre les résistances à la compression du béton utilisés. Ceci implique que la résistance à la compression du béton à ce niveau de charge a peu d'influence sur la rigidité flexionnelle. L'influence de cette résistance est plus remarquable après la fissuration des dalles. La déflexion au niveau de la charge à l'état limite ultime,  $P_f$ , est égale à 3,7 et 2,33 mm pour D-V1 et D-V4, respectivement. Cette différence croît avec l'augmentation de la charge, ce qui explique la divergence des courbes charge-déflexion après fissuration. À la rupture, la déflexion nette de la dalle D-V4 était plus importante que celle de la dalle D-V1, 21,7 contre 17,9 mm, respectivement. Cette différence de 21 % entre les déflexions est due au premier lieu à la différence entre les charges de rupture 703 kN pour la dalle D-V4 contre 484 kN pour la dalle D-V1. Au niveau de la charge de rupture de la dalle D-V1, la déflexion maximale nette de la dalle D-V4 était seulement 12,9 mm.

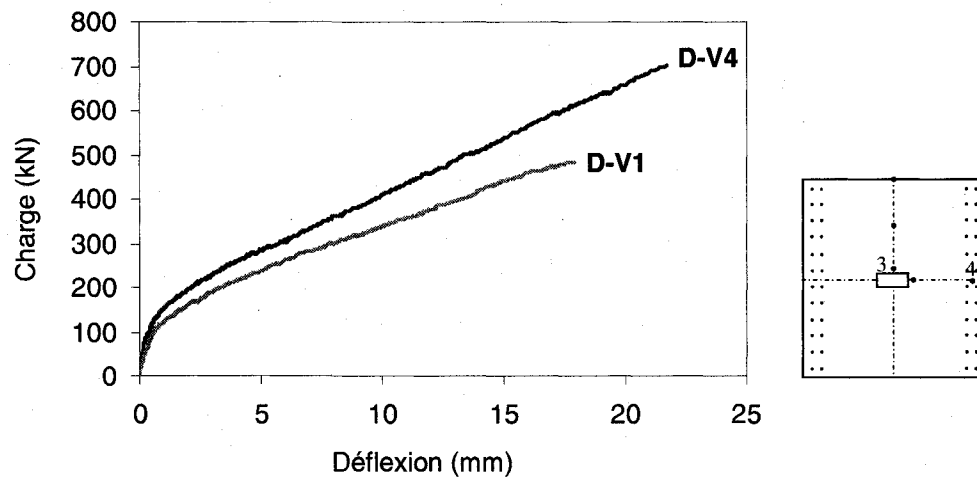
Les courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la surface supérieure de la dalle D-V4, illustrées par la figure 4.18a, sont semblables à celles montrées auparavant sur les figures homologues. Au début de chargement, la localisation No. 5 avait connue un déplacement vers le bas jusqu'au niveau de charge de 142 kN. Ensuite, l'extrémité a commencé à croître en engendrant un déplacement vers le haut due à la rotation de la dalle autour des axes longitudinaux des poutres de support. Les extrémités libres (la localisation No.6) s'est déplacé vers le bas jusqu'au niveau de charge 320 kN. Après, la vitesse de déplacement diminue comparativement à celle du déplacement à la localisation No. 3, ce qui provoque une rupture par poinçonnement à la fin.

Les profils de déflexion des deux axes, longitudinal et transversal, de dalle la D-A4 sont illustrés par les figures 4.19a,b. Ces profils ont été tracés à partir des valeurs de déflexion à six localisations le long des deux axes principaux et à différents niveaux de chargement. Les deux profils, longitudinal et transversal, de déflexion sont similaires aux profils des autres dalles montrés auparavant. La déflexion des extrémités libres est plus grande dans le cas de la dalle D-V4. De la figure 4.19b et au niveau de charge égal à 600 kN, la déflexion sous la surface chargée à la déflexion aux extrémités libres était plus de deux fois et demie. Cependant, au niveau de charge de 400 kN, ce rapport ne dépassait pas une fois et demie. Ceci avait provoqué une rupture par poinçonnement plus tard quand le rapport avait atteint

trois à un niveau de charge égal à 704 kN. On peut noter que la résistance à la compression du béton engendre des déflexions plus grandes au niveau des dalles de tabliers de ponts.

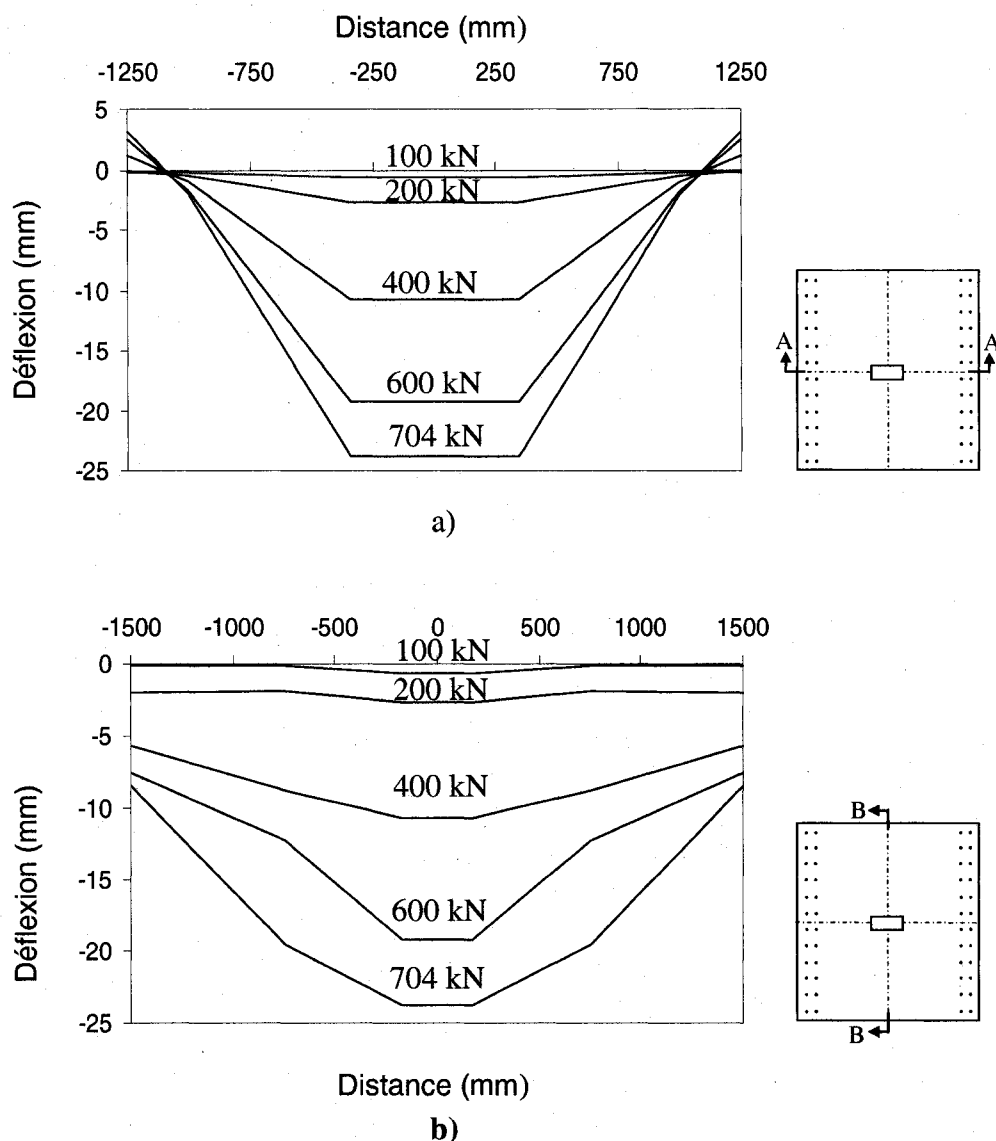


**Figure 4.18a** Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-A4



**Figure 4.18b** Comparaison entre les deux courbes Charge-Déflexion nette des dalles D-V1 et D-V4



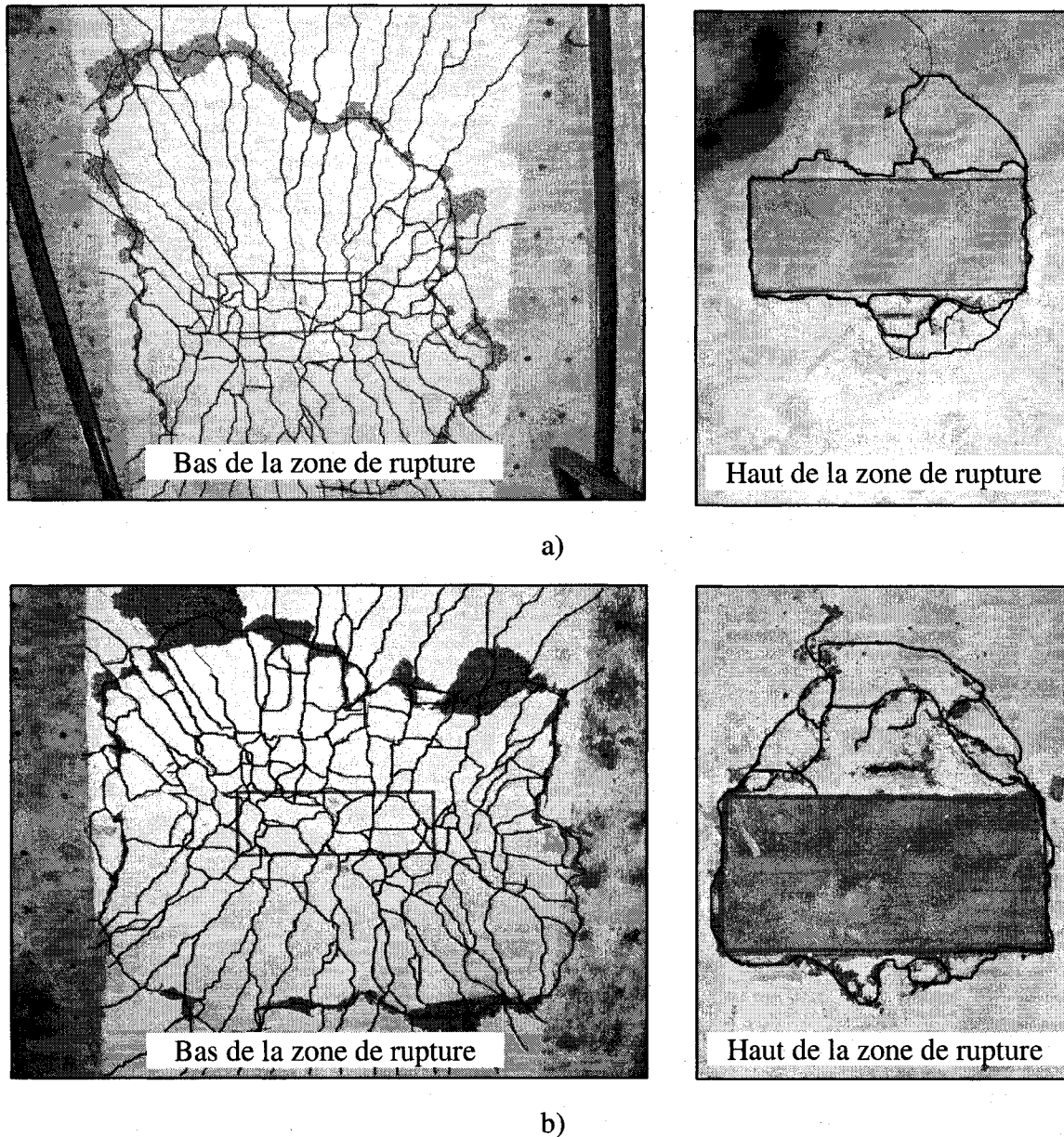


**Figure 4.19** : Profils de déflexion le long des axes de la dalle D-A4  
a) transversal, b) longitudinal

### 4.5.3 Capacité ultime et mode de rupture

Les deux dalles (D-V1 et D-V4) ont le même mode de rupture par poinçonnement comme montré à la figure 4.20. Cette rupture est produite autour de la surface chargée. Les zones de rupture, dans la partie inférieure des dalles, sont similaires et ont une forme circulaire avec un diamètre presque égal à la distance entre les poutres métalliques de support. La zone de rupture, dans la partie supérieure des dalles, a une forme elliptique pour la dalle D-V4 et rectangulaire pour la dalle D-V1. Les deux zones de rupture passent par les quatre coins de la surface chargée et ont la même aire. Ceci est dû au fait que le taux d'armature et le type d'armature retenus pour les deux dalles (0,6% d'armature (assemblage supérieur) dans les deux directions) sont identiques.

La résistance à la compression du béton a une grande influence sur la capacité portante des deux dalles. Les charges de rupture sont de 484 kN pour la dalle D-V1 et 704 kN pour la dalle D-V4. Une augmentation de presque 30 MPa sur la résistance à la compression du béton a engendré une augmentation de 216 kN de la capacité portante. Le rapport entre Les charges de rupture et la charge à l'état limite ultime,  $P_f$ , des dalles D-V1 et D-V4 est 2,32 et 3,38, respectivement.

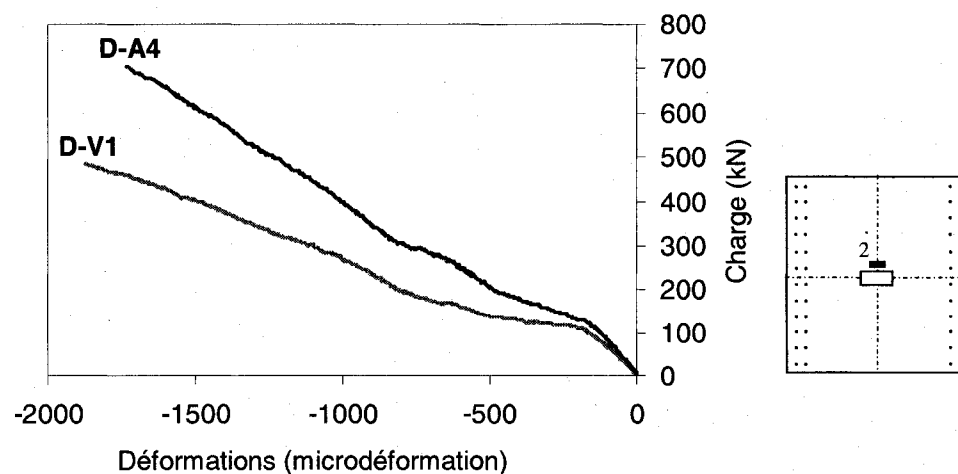


**Figure 4.20** Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles  
a) D-V1 et b) D-V4

#### 4.5.4 Déformations des armatures et du béton

La déformation maximale du béton de la dalle D-V4, idem pour la dalle D-V1, est enregistrée par la jauge No. 2. Le comportement charge-déformation du béton, comme le montre la figure 4.21, est bilinéaire. Le premier segment des deux courbes représente la déformation du béton en fonction de la charge appliquée avant la fissuration des dalles. Cependant, le deuxième segment représente cette déformation en fonction de la charge appliquée après la fissuration. Pour un même niveau de charge, on peut remarquer que la déformation du béton ordinaire de la dalle D-V1 est plus grande que celle du béton à haute résistance de la dalle D-V4. Ceci est dû à la différence entre la composition des deux bétons (taille et pourcentage d'agréats, rapport E/C, type de ciment). Le béton de la dalle D-V4 renferme beaucoup de gros agrégats et de ciment par rapport au béton ordinaire de la dalle D-V1.

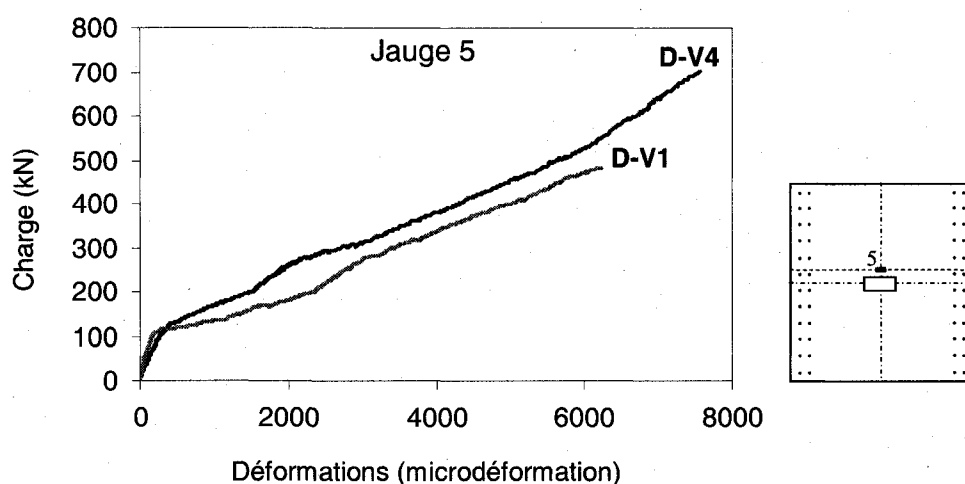
Au niveau de la charge à l'ÉLUT,  $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25 \text{ kN}$ , la déformation maximale du béton de la dalle D-V4 est de -140 microdéformations. Cette valeur est légèrement inférieure à celle du béton ordinaire de la dalle D-V1 (-199 microdéformations). La différence entre les déformations est plus apparente au niveau de la charge à l'état limite ultime,  $P_f = 208,25 \text{ kN}$ . Ces déformations sont de -505 et -827 microdéformations pour les dalles D-V4 et D-V1, respectivement. À la rupture, cette différence entre les deux déformations est encore moins importante, -1734 et -1870 microdéformations, pour le même ordre de dalles. Ceci est dû à la charge de rupture élevée de la dalle D-V4 qui a influencé la différence entre les deux déformations. Au niveau de la charge de rupture de la dalle D-V1, la déformation du béton de la dalle D-V4 était -1190 microdéformations.



**Figure 4.21** Courbes charge-déformation maximale du béton des dalles D-A1 et D-V4

La figure 4.22 illustre les deux courbes charge-déformation maximale de l'armature des dalles D-V1 et D-V4. La déformation maximale des barres d'armature est enregistrée dans les barres transversales (assemblage inférieur) à l'extérieur de la surface chargée et est fournie par la jauge No. 5. Les comportements de la déformation en fonction de la charge appliquée des deux dalles sont bilinéaires et similaires. Les deux segments, après la fissuration des dalles, sont parallèles. Pour un même niveau de charge, la déformation de l'armature de la dalle D-V1 est supérieure à celle de la dalle D-V4.

La déformation de l'armature indiquée par la jauge No. 5 et sous la charge limite d'utilisation, est de 214 microdéformations pour la dalle D-V1 et 240 microdéformations pour la dalle D-V4. Ces valeurs représentent 10 % et 3,2 % de la déformation finale, respectivement. Au niveau de la charge à l'état limite ultime, les déformations des barres en question sont de 2470 et 1567 microdéformations (40 % et 21 % de la déformation finale). À la rupture, La déformation des barres de la dalle D-V4 est plus grande et ceci est dû à sa capacité portante élevée. Les déformations à la rupture sont de 6224 et 7566 microdéformations pour D-V1 et D-V4, respectivement. Quand la charge varie de l'état limite d'utilisation (ÉLUT) à la charge à l'état limite ultime (ÉLUL) (de 110,25 kN à 208,25 kN), la déformation maximale de l'armature est multipliée par 11 pour la dalle D-V1 et par 6,5 pour la dalle D-V4. Ceci est causé par la fissuration du béton qui engendre l'implication des barres d'armature avec le béton pour résister au chargement et par conséquent avoir plus de déformation.

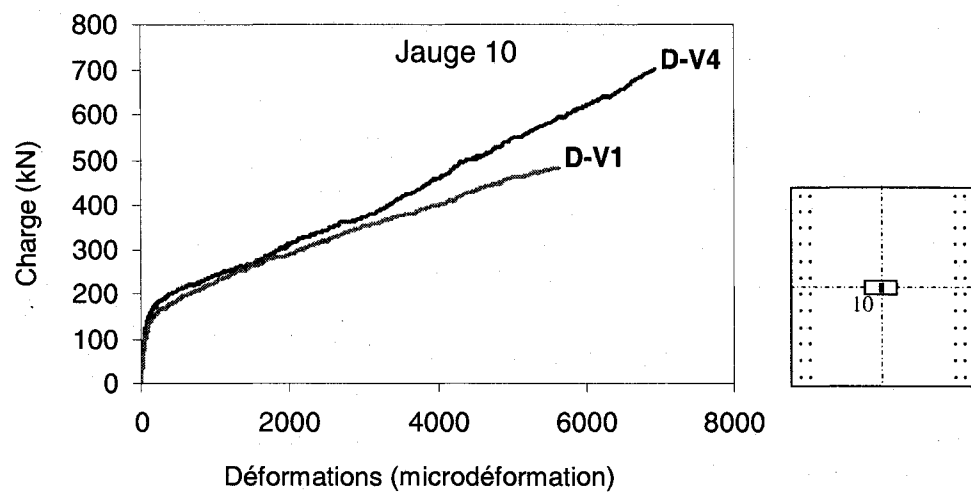


**Figure 4.22** Courbes charge-déformation maximale des armatures de dalles D-V1 et D-V4

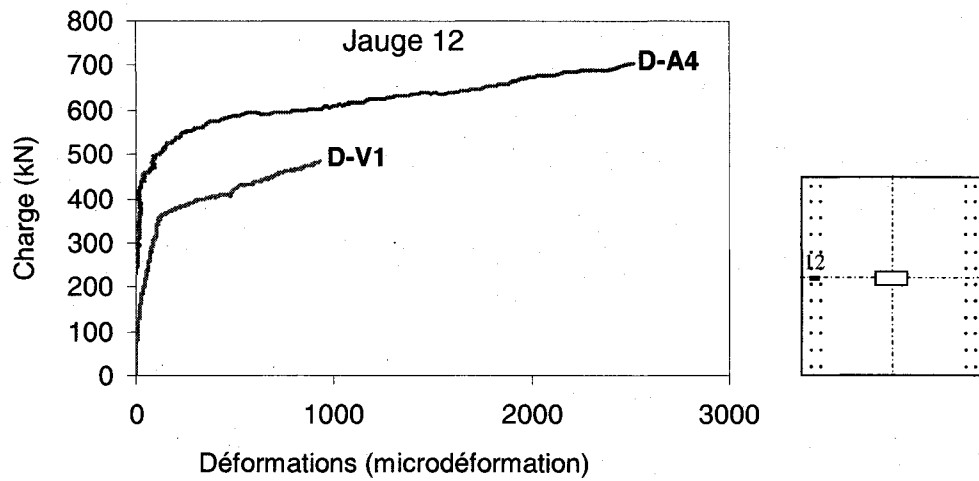
Les figure 4.23a,b,c illustrent les déformations des différentes barres d'armature en fonction de la charge appliquée. Sur la figure 4.23a, on remarque que les déformations sous la charge à l'ÉLUT de la barre longitudinale se trouvant directement sous la surface chargée dans l'assemblage d'armature inférieur, sont négligeables. Ces barres ne réagissent qu'après que la charge extérieure appliquée atteigne 150 kN. Les comportements charge-déflexion de l'armature des deux dalles, sous la surface chargée, donnés par la jauge No. 10 sont similaires. Les déformations, à la rupture, enregistrées sont de 5626 et 6943 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V4, respectivement.

Les déformations des barres d'armature (assemblage supérieur) de la zone du moment négatif sont négligeables jusqu'à un niveau de charge de 200 kN et 450 kN pour les dalles D-V1 et D-V4, respectivement. À la rupture, les déformations restent minimales. Elles sont de 925 et 2500 microdéformations, (5,5 % et 15 % comparées à la déformation ultime des barres). La déformation finale de l'armature de la dalle D-V4 est relativement plus élevée que celle de la dalle D-V1, due à la différence de la déflexion au centre. La figure 4.23b illustre le comportement charge-déformation de l'armature transversale (assemblage supérieur) se trouvant dans la zone du moment négatif au centre des deux dalles.

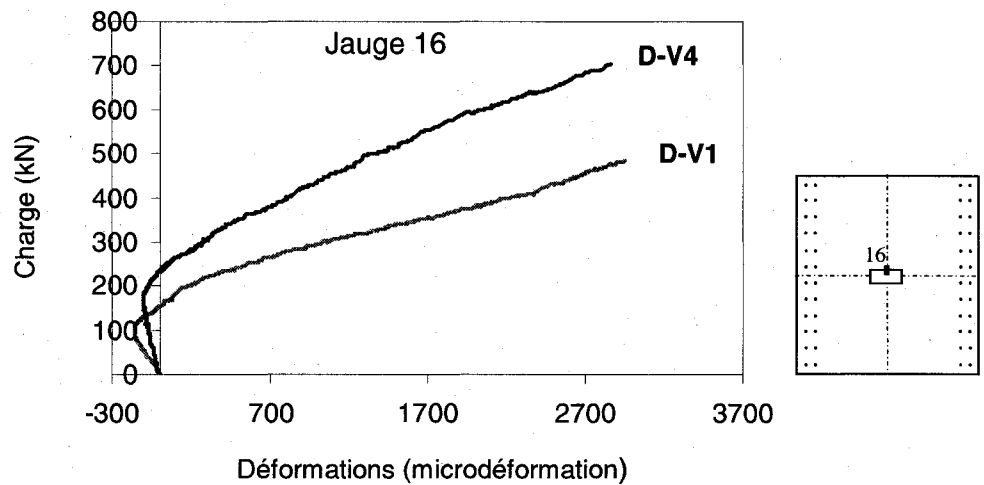
Le comportement charge-déformation de l'armature longitudinale (assemblage supérieur) dans le périmètre de la surface chargée est montré à la figure 4.23c. Pour les deux dalles, la déformation dans la zone en question est enregistrée par la jauge No. 16. Ce comportement est similaire pour les deux dalles. Les deux courbes sont bilinéaires, le premier segment des courbes représente la compression des barres (déformation négative) en fonction de la charge appliquée. Cependant, le deuxième, représente la traction (déformation positive) de ces barres en fonction de la charge. À la rupture, les déformations des barres sont identiques et égales à 2900 microdéformations.



a)



b)



c)

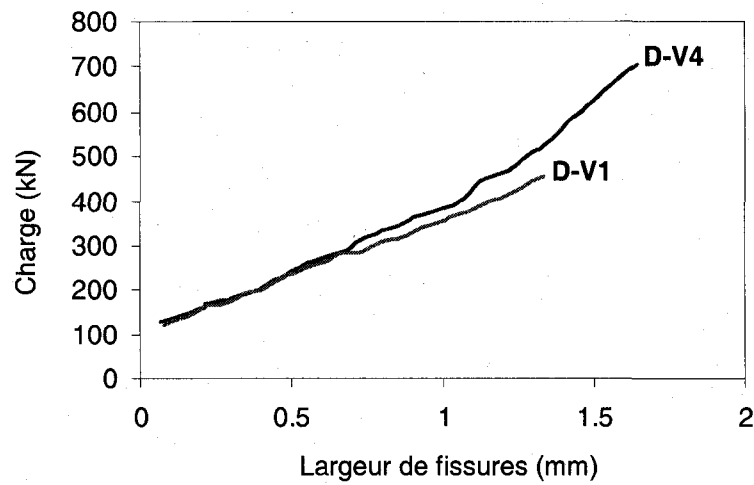
**Figure 4.23** Courbes charge-déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V4

#### 4.5.5 Largeurs et réseaux de fissures

Le réseau des fissures sur la surface inférieure de la dalle D-V4 est plus intense que celui de la dalle D-V1 et ceci est dû à la résistance élevée en compression du béton de la première dalle. La résistance élevée en compression a permis aux fissures de bien se propager suivant toutes les directions de la surface inférieure avant que la rupture soit atteinte. Cependant, sur la surface inférieure de la dalle D-V1, les fissures se sont propagées longitudinalement, excepté sous la surface chargée où il y avait des fissures suivant toutes les directions. Dans les deux dalles, la première fissure est apparue à la surface inférieure sous la zone chargée orientée longitudinalement et parallèle aux poutres de support. La charge de fissuration est de 115 kN pour la dalle D-V1 et 130 kN pour la dalle D-V4. Ces deux dernières valeurs de fissuration sont supérieures à la charge à l'état limite d'utilisation,  $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25 \text{ kN}$ . La résistance élevée du béton retarde la fissuration de la dalle D-V4.

Les premières fissures supérieures sont apparues au dessus des poutres de support quand la charge appliquée a atteint 400 kN et 600 kN pour les dalles D-V1 et D-V4, respectivement. Par la suite, d'autres fissures de forme demie circulaire ont pris place autour de la zone chargée. Les réseaux de fissuration des deux dalles sont illustrés à la figure 4.20a,b.

La figure 4.24 illustre les courbes de la variation de la largeur de la plus grande fissure sur la surface inférieure en fonction du chargement appliqué sur les deux dalles. La fissure de la dalle D-V1 varie linéairement jusqu'à la rupture. Les deux courbes sont identiques jusqu'à un niveau de charge de 400 kN où la courbe de la dalle D-V4 diverge. La largeur des nouvelles fissures dans la dernière dalle est la cause de cette divergence. La largeur des fissures à l'état limite d'utilisation est nulle, vu que la première fissure est apparue après ce niveau de charge dans les deux dalles. En revanche, la fissure au niveau de la charge à l'état limite ultime est égale à 0,4 mm pour les deux dalles.



**Figure 4.24** Courbes charge-largeur de fissures pour les dalles D-V1 et D-V4

Les détails des deux dalles D-V1 et D-V4 ainsi que les principaux résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 4.5 et 4.6.



**Tableau 4.5 : Résistance en compression du béton et détails de l'armature des deux dalles D-V1 et D-V4**

Dalle	Épaisseur (mm)	$f'_c$ (MPa)	Taux d'armature		Configuration de l'armature		
			$\rho$ (%)	Rigidité axiale ( $\rho \times E$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	Direction transversale (assemblage inférieur)	Direction transversale (assemblage inférieur)	Les autres directions
D-V1	175	35,2	1,2	508	No.16@116 mm	No.16@116 mm	No.16@230 mm
D-V4	175	65,8	1,2	500	No.16@116 mm	No.16@116 mm	No.16@230 mm

**Tableau 4.6 : Résumé de résultats des tests (effet de la résistance en compression du béton)**

Dalle	Charge de fissure (kN)	Capacité portante (kN)	Déflexion maximale nette (mm)		Déformation maximale à $P_{\text{ÉLUT}}$ ( $\mu\epsilon$ )		Déformation maximale à $P_{\text{ÉLUL}}$ ( $\mu\epsilon$ )		Mode de rupture
			À $P_{\text{ÉLUT}}$	À la rupture	Barres	Béton	Barres	Béton	
			0,71	17,9	214	-199	2470	-807	
D-V1	115	484	0,71	17,9	214	-199	2470	-807	Poinçonnement
D-V4	130	704	0,66	21,7	214	-140	1567	-505	

\* Charge de calcul à l'état limite d'utilisation (ÉLUT),  $P_{\text{ÉLUT}} = 110,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

\*\* Charge à l'état limite ultime (ÉLUL)  $P_{\text{ÉLUL}} = 208,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code Canadien [CAN/CSA-06 2006],

#### 4.5.6 Conclusions partielles

Afin d'étudier l'effet de la résistance à la compression du béton sur le comportement des dalles de ponts en béton à confinement interne armées de PRFV, deux dalles ont été préparées et testées. Les dalles ont le même taux d'armature, soit 1,2 % dans la direction transversale (assemblage d'armature inférieur) et 0,6 % dans les autres directions. Les résistances à la compression du béton sont, respectivement de 35,2 et 64,8 MPa pour les dalles D-V1 et D-V4. En se basant sur les résultats des essais des deux dalles, les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

- 1- Les deux dalles D-V1 et D-V4 ont rompu par poinçonnement. Les charges de rupture sont de 484 kN et 704 kN, respectivement. Ces valeurs dépassent de 2,5 fois la charge à l'état limite ultime, soit 208,25 kN, spécifiée par le code CAN/CSA-06 2006 ;
- 2- La capacité portante de la dalle D-V4 est égale à 145 % celle de la dalle D-V1. Ceci indique l'effet important de la résistance à la compression du béton sur la capacité portante des dalles de tabliers de ponts.
- 3- Les comportements charge-déflexion des deux dalles sont similaires. En revanche, avant que la charge à l'état limite d'utilisation soit atteinte, ils étaient identiques. Donc, l'effet de la résistance à la compression du béton sur la déflexion des dalles de tabliers de ponts est négligeable, et ce avant d'atteindre la charge de fissuration.
- 4- La différence entre les déformations mesurées sur des barres transversales (assemblage inférieur) dans les deux dalles, pour un même niveau de charge, est constante et minime jusqu'à la rupture. Cette différence dans le cas des barres longitudinales (assemblage inférieur) est négligeable juste avant la rupture. Donc, on peut conclure que la résistance à la compression du béton n'a pas d'effet sur le comportement des barres d'armature dans les deux directions des dalles de tabliers de ponts. La dalle D-V4 a plus de déformations dans les barres de l'assemblage inférieur, due à sa capacité portante élevée.
- 5- La résistance à la compression du béton a retardé le déplacement de l'axe neutre de la section du béton. Cette résistance a affecté directement la déformation maximale du béton. La dalle D-V4 a moins de déformation dans le béton que la dalle D-V1, pour un même niveau de charge.
- 6- La dalle D-V4 a un comportement similaire à celui de la dalle G-S3 testée par El-Gamal (2005), (200 mm d'épaisseur et 49,1 MPa de résistance à la compression du béton). Les capacités portantes, les largeurs de fissures, et les déformations dans les barres d'armature

des deux dalles sont comparables. De plus, la dalle D-V4 respecte les exigences du code CAN/CSA-06 2006.

## **4.6 Effet de la combinaison du faible taux d'armature avec un béton ordinaire de résistance à la compression élevée**

### **4.6.1 Introduction**

Le taux d'armature d'une dalle de tablier à confinement interne en béton ordinaire d'acier, exigé par la méthode du calcul empirique du code CAN/CSA-S6-06, est de 0,3 %. En utilisant des barres d'armature en PRFV, un taux d'armature de 1,2 % est nécessaire pour avoir une rigidité axiale équivalente à celle de l'armature d'acier. Pour étudier le comportement des dalles de tablier à confinement interne ayant un taux d'armature inférieur à 1,2 % et un béton de résistance à la compression légèrement supérieure à celle du béton ordinaire, deux dalles (D-V5 et D-V6) sont préparées et testées. Elles sont renforcées avec des barres en PRFV et leur béton a une résistance à la compression de 53 MPa. La première dalle, D-V5, a un taux d'armature de 0,7 % (No. 16 @ 199 mm) suivant la direction transversale (assemblage inférieur). Ce taux d'armature représente le double du minimum de l'armature en PRFV recommandé par l'article 16.8.7.1 (c) du code CAN/CSA-S6-06. Suivant les autres directions, un taux d'armature de 0,35 % est retenu (No. 13 @ 256 mm). La deuxième dalle, D-V6, est renforcée entièrement avec des barres en PRFV No. 13 avec un taux d'armature de 0,35 % (No. 13 @ 256 mm) suivant toutes les directions.

Les résultats des essais sont présentés en termes de déflexion, déformations dans le béton et l'armature, largeurs et propagation de fissures et sont comparés aux résultats de la dalle D-V1.

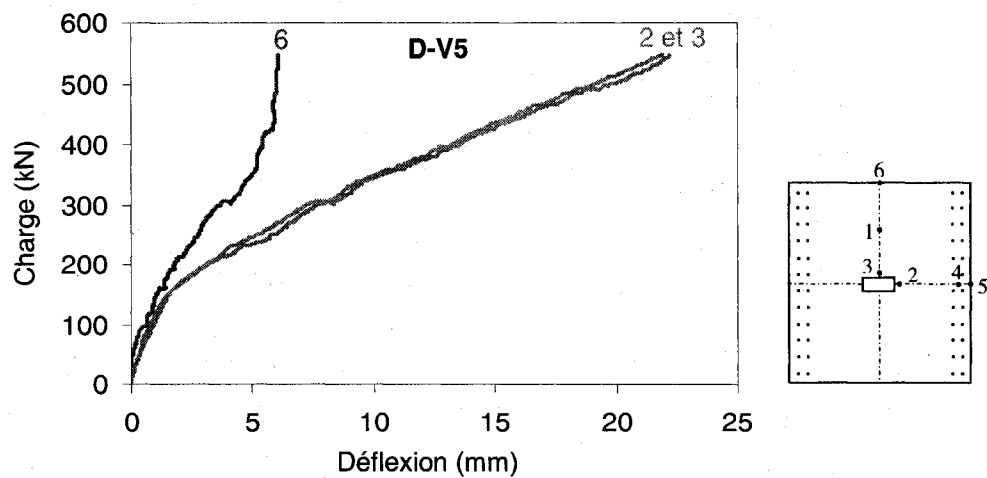
### **4.6.2 Comportement à la déflexion**

Les courbes charge-déflexion aux localisations No. 2, 3 et 6 sur les dalles D-V5 et D-V6 sont montrées sur les figures 4.25a et 4.25b, respectivement. On remarque, sur ces figures, que les déflexions en fonction de la charge aux localisations No. 2 et 3 à 50 mm des côtés transversal et longitudinal de la surface chargée sont identiques. Ce qui confirme ce qui a été remarqué sur les autres dalles avec différents types d'armature. Les courbes charge-déflexion à la localisation No. 6 sont identiques sur les deux figures. Le taux de déflexion des extrémités libres diminue quand la charge a atteint 300 kN pour la dalle D-V5 et 245 kN pour la dalle D-V6.

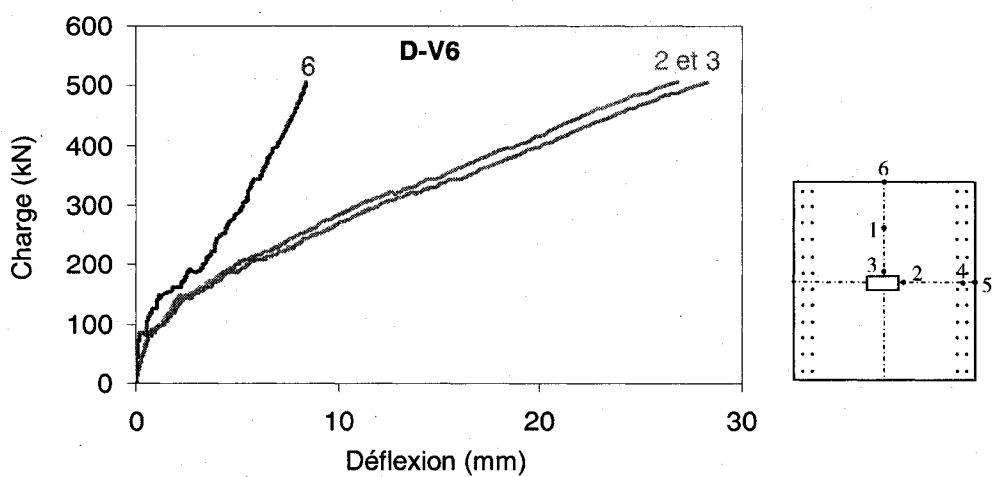
Le comportement charge-déflexion maximale nette des deux dalles D-V5 et D-V6 est illustré avec celui de la dalle D-V1 à la figure 4.25c. Ce comportement est bilinéaire où le premier

segment des courbes représente la déflexion nette avant la fissuration du béton, alors que le deuxième segment représente la déflexion après la fissuration en fonction de la charge appliquée. À l'état limite d'utilisation, les déflexions sont de 0,71, 1,0 et 1,1 mm pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. La dalle D-V1 qui a le plus haut taux d'armature a enregistré la plus petite déflexion à la rupture. Cependant, la dalle D-V6 qui a le plus bas taux d'armature suivant la direction transversale (assemblage inférieur), soit 0,35 %, a enregistré la plus grande déflexion maximale nette. La dalle D-V5 a un comportement charge-déflexion similaire à celui de la dalle D-V1 et une déflexion plus grande. À la rupture, les déflexions maximales nettes sont de 17,9 mm, 20,4 mm et 26,2 mm pour D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. On peut noter que l'augmentation de la résistance à la compression du béton peut compenser la diminution du taux d'armature en terme de déflexion. Ceci est remarqué en faisant une comparaison entre la dalle D-V1 et D-V5. L'augmentant de 51 % de la résistance à la compression du béton (de 35 MPa à 53 MPa) accompagnée par une diminution du taux d'armature de 41 % (de 1,2 % à 0,7 % suivant la direction transversale pour l'Assemblage inférieur et de 0,6 % à 0,35 % suivant les autres directions), conserve le même comportement charge-déflexion.

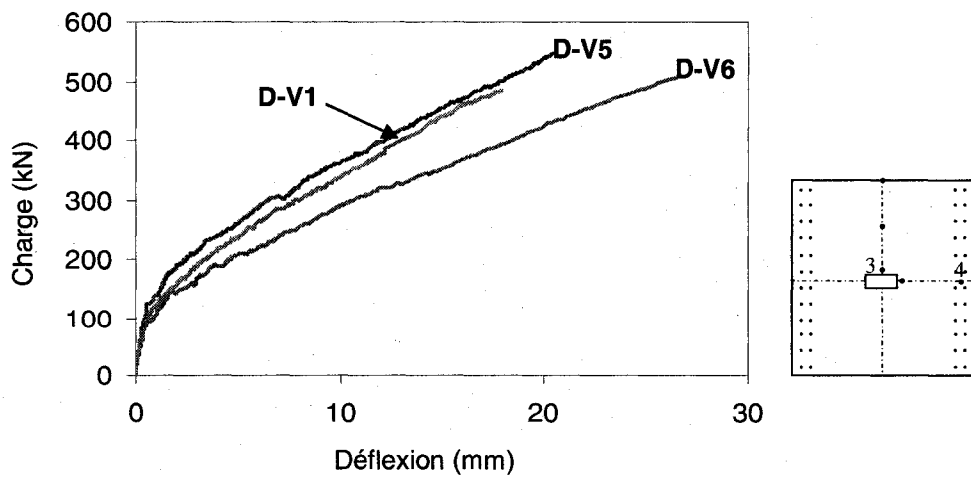
Une diminution du taux d'armature de 1,2 % à 0,35 % de l'armature transversale de l'assemblage inférieur et de 0,6 % à 0,35 % suivant les autres directions, suivie d'une augmentation de la résistance à la compression du béton de 51 %, a engendré une déflexion maximale nette plus importante à la rupture. Cependant avant la fissuration, le comportement charge-déflexion est identique. Une comparaison entre les deux comportements est illustrée à la figure 4.25c.



**Figure 4.25a** Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V5



**Figure 4.25b** : Courbes Charge-Déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V6



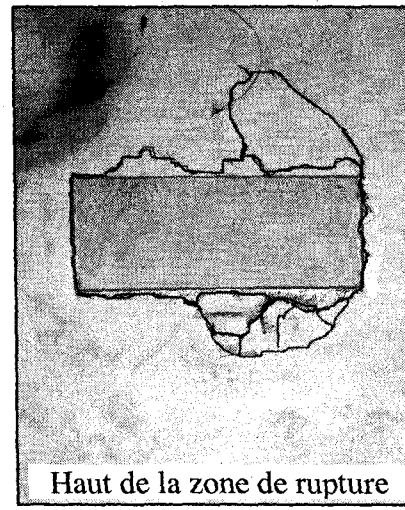
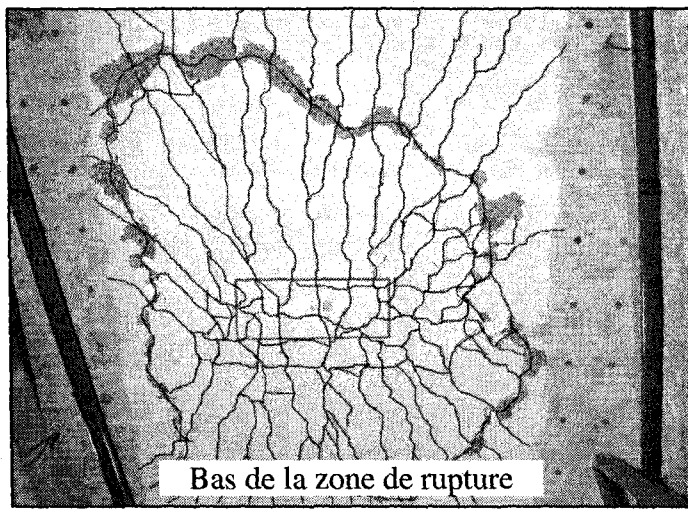
**Figure 4.25c** Comparaison entre les trois courbes charge-déflexion nette des dalles D-V1, D-V4, et D-V6

### 4.6.3 Capacité ultime et mode rupture

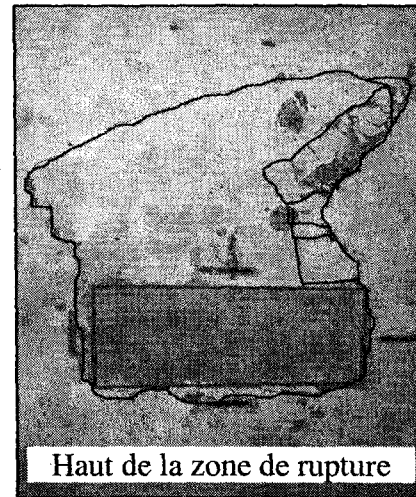
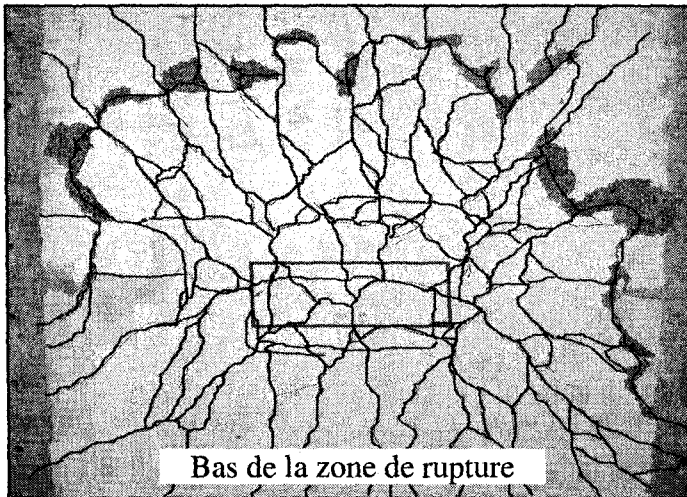
Les figures 4.26a, b, c illustrent le mode de rupture de la surface supérieure et inférieure des trois dalles D-V1, D-V5, et D-V6. Elles ont rompu par poinçonnement autour de la surface chargée. Les zones de rupture inférieure sont similaires et de forme circulaire ayant comme diamètre la distance entre les deux poutres de support et comme centre l'axe vertical de la surface chargée. La forme de rupture de la dalle D-V6 est fermée mais pas pour les deux autres dalles, D-V1 et D-V5. Comme on a remarqué que ces dernières dalles ont un comportement charge-déflexion identique, les figures 4.26a et b confirment cette remarque par une forme de rupture de la zone inférieure identique. Les surfaces des zones de rupture supérieure des dalles D-V5 et D-V6 sont relativement plus grande que celle de la dalle D-V1. Ceci est dû à la différence entre les taux d'armature de l'assemblage supérieur utilisés, soit 0,6% pour D-V1 et 0,35 % pour deux autres dalles. Dans les trois dalles, les zones de rupture supérieures passent par les quatre coins de la surface chargée. La forme de la zone de rupture supérieure de la dalle D-V6 est elliptique, alors que les deux autres zones sont plus au moins rectangulaires.

Les charges portantes ultimes des deux dalles D-V5 et D-V6 sont de 549 kN et 505 kN, respectivement. Ces deux valeurs sont supérieures à celle de la dalle D-V1 (484 kN), malgré qu'elle ait des taux d'armature plus grands. L'augmentant de 51 % de la résistance à la compression du béton accompagnée d'une diminution du taux d'armature de 41 % a engendré une augmentation de la capacité portante de 13 %. C'est ce qu'on a remarqué en faisant une comparaison entre la dalle D-V1 et D-V5. Par ailleurs, une diminution du taux d'armature principal de 71 % et de 0,41 % suivant les autres directions, accompagnée d'une augmentation de la résistance à la compression du béton de 51 %, a fait augmenter la capacité ultime de 4 %. Ceci a été remarqué lors de la comparaison des dalles D-V1 et D-V6. On peut donc noter que l'augmentation de la résistance à la compression du béton peut compenser la capacité portante perdue due à la diminution du taux d'armature. Elle peut même fournir une meilleure capacité.

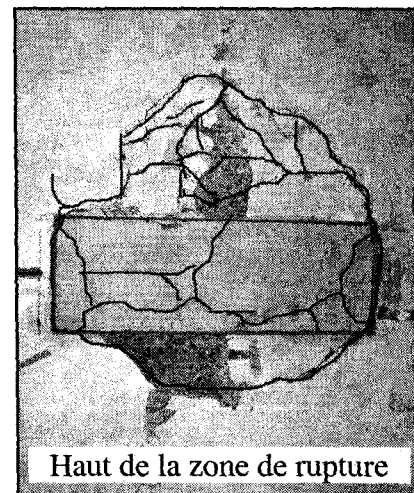
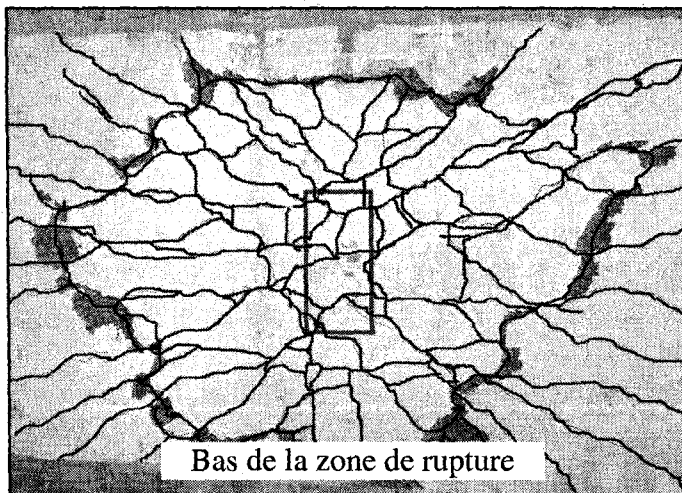
Les valeurs des capacités portantes de ces trois dalles, D-V1, D-V5 et D-V6 sont de 2,33, 2,64 et 2,42 fois plus grande que la charge à l'état limite ultime,  $P_{\text{ÉLUL}} = 208, 25 \text{ kN}$ , spécifiée par le code Canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06].



a)



b)



c)

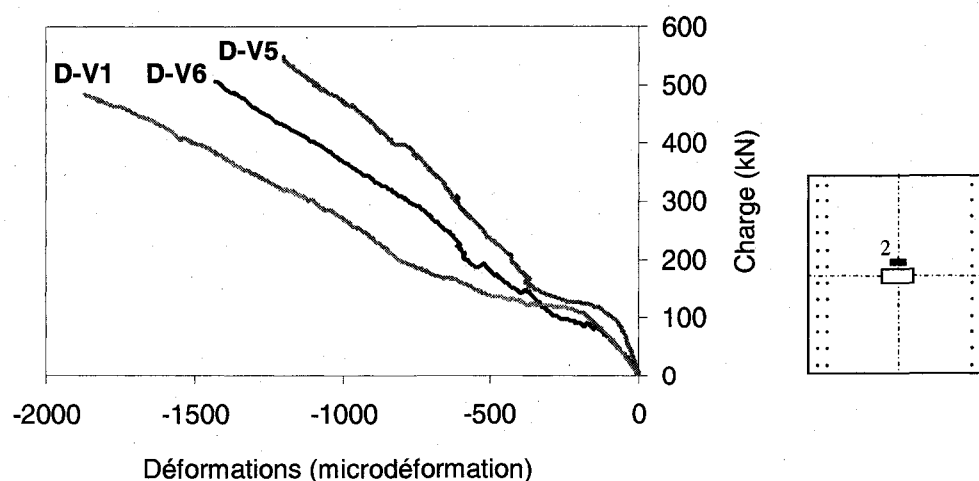
**Figure 4.26** Rupture par poinçonnement sur les surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1, b) D-V5 et c) D-V6



#### 4.6.4 Déformation des armatures et du béton

La déformation maximale du béton est enregistrée à la même localisation sur la surface supérieure des trois dalles D-V1, D-V5 et D-V6. Cette déformation est fournie par la jauge No. 2 placée sur l'axe longitudinal à 50 mm de la surface chargée. La figure 4.27 illustre les courbes charge-déformation maximale du béton. Les trois courbes ont la même allure et sont constituées de deux parties principales. La première partie représente la déformation du béton avant la fissuration de la dalle et la deuxième partie est constituée de deux segments. Le premier segment (partie aplatie) représente la déformation du béton après la fissuration et avant que les barres d'armature soient bien impliquées avec le béton pour résister à la charge extérieure, alors que le deuxième segment représente la déformation du béton après l'implication des barres d'armature. La deuxième partie pour les trois courbes divergent après que les barres d'armatures soient bien impliquées avec le béton pour résister au chargement externe.

Les déformations du béton à la rupture sont de -1870, -1200 et -1430 microdéformations pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. Ceci confirme ce qui a été remarqué dans l'interprétation des résultats de la dalle en béton à haute résistance à la compression; le béton ayant résistance élevée se déforme moins. Les déformations, à l'ÉLUT,  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN, sont de -199, -118 et -298 microdéformations, et au niveau de la charge à l'ÉLUL,  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN, elles sont de -827, -319 et -587 microdéformations, pour D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement.

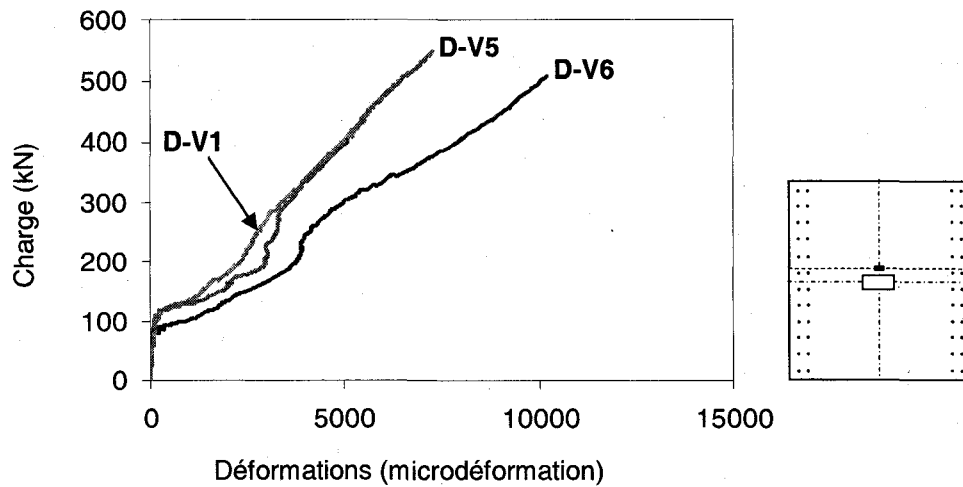


**Figure 4.27** Courbes charge-déformation maximale du béton des dalles D-V1, D-V5 et D-V6

Les déformations maximales des armatures en PRFV sont enregistrées sur les barres transversales des assemblages inférieurs à l'extérieur de la surface chargée. La figure 4.28 illustre les courbes charge-déformation maximale des barres d'armature des trois dalles D-V1, D-V5 et D-V6. Ces déformations sont fournies par la jauge de déformation No. 5 de la dalle D-V1 et la jauge de déformation No. 4 des deux autres dalles (voir figure 3.9).

On remarque à la figure 4.28 que les courbes charge-déformation maximale des barres des dalles D-V1 et D-V5 sont presque identiques. Les deux premières parties de ces deux courbes coïncident parfaitement l'une sur l'autre. Après la fissuration de ces deux dalles, les pentes des deux courbes s'aplatissent et restent collées jusqu'à un niveau de charge de 132 kN. Par la suite, les courbes se détachent l'une de l'autre et restent parallèles pour coïncider encore une autre fois quand la charge appliquée sur les deux dalles atteint 290 kN. Ceci confirme encore une fois ce qui a été expliqué précédemment concernant la similitude du comportement des dalles D-V1 et D-V5. Avant que la charge de fissuration de la dalle D-V6 soit atteinte, la courbe charge-déformation maximale est identique à celle des deux autres, puis les courbes divergent jusqu'à la rupture de la dalle.

La déformation maximale des barres d'armature, au niveau de la charge à l'ÉLUT, est de 214 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V5. Cette valeur représente 2,9 % et 3,2 % de la déformation finale à la rupture, respectivement. Au même niveau de charge, la déformation maximale de l'armature de la dalle D-V6 est de 1290 microdéformations, ce qui représente 12,6 % de la déformation à la rupture. Au niveau de la charge à l'état limite ultime (ÉLUL), les déformations des barres en question sont de 2470 et 2990 et 3830 microdéformations. Ceci représente 40 %, 41 % et 37,6 % de la déformation finale à la rupture pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. À la rupture et due à la déflexion élevée de la dalle D-V6, les déformations des barres de cette dalle sont plus grandes que celles des deux autres dalles. Les déformations à la rupture sont de 6224, 7285 et 10196 microdéformations pour le même ordre de dalles, respectivement. Quand le niveau de charge varie de 110,25 kN à 208,25 kN, la déformation maximale de l'armature a augmenté de plus de 11 et 14 fois pour la dalle D-V1, et la dalle D-V5, respectivement. Cela est dû à la fissuration du béton qui engendre l'implication totale des barres avec le béton et par conséquent engendre plus de déformation. Vu que la dalle D-V6 est fissurée au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation, les barres d'armature sont déjà sollicitées et l'augmentation de la déformation est de 3 fois seulement.



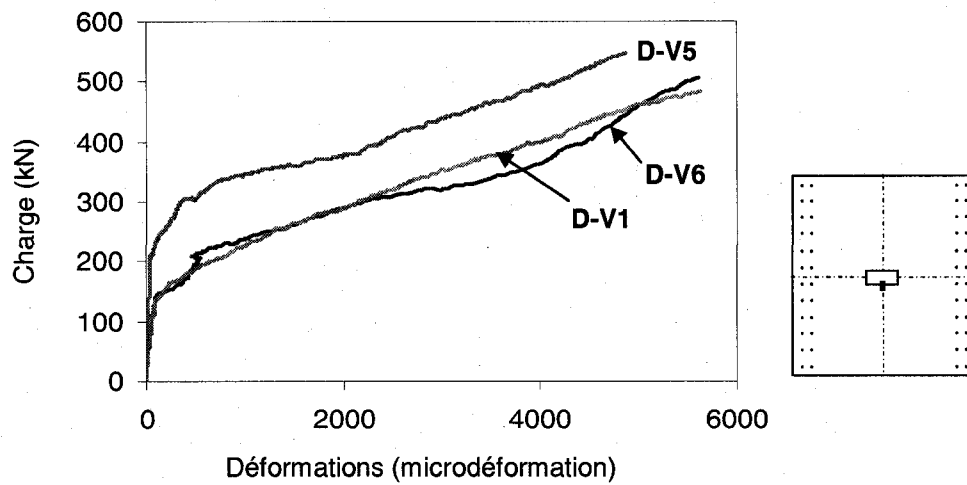
**Figure 4.28** Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-V1, D-V5 et D-V6

Les figures 4.27a,b,c illustrent les courbes charge-déformation des barres d'armature placées à différents endroits des dalles D-V1, D-V5 et D-V6. La figure 4.29a illustre les déformations de la barre d'armature longitudinale de l'assemblage inférieur de la surface chargée en fonction de la charge appliquée. Ces déformations sont fournies par la jauge No. 10 pour la dalle D-V1 et par la jauge No. 9 pour les deux autres dalles (voir figure 3.9). On remarque que les comportements des barres montrés à la figure 4.29a sont similaires. La courbe de la dalle D-V1 et celle de la dalle D-V6 sont presque identiques. Cependant, la deuxième partie de la courbe de la dalle D-V5 est parallèle aux deux autres courbes jusqu'à la rupture. Ceci explique que les armatures longitudinales de l'assemblage inférieur des trois dalles ont le même comportement charge-déformation. Les déformations des barres à la rupture sont de 5626, 4863 et 5614 microdéformations pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. La dalle D-V5 a la plus petite déformation à la rupture, qui est peut être due au glissement de la barre où la jauge No. 9 est placée. La déformation dans cette dernière barre est apparue juste après que la charge extérieure a atteint 200 kN. Cependant, dans les barres des dalles D-V1 et D-V6, les déformations ont commencé à avoir lieu après que la charge a atteint 145 kN.

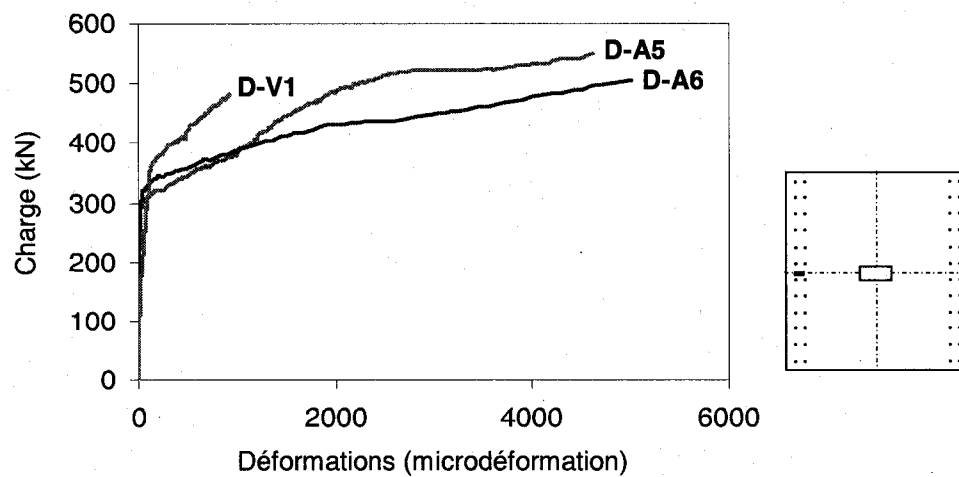
Les déformations des barres transversales de l'assemblage supérieur, se trouvant dans la zone du moment négatif, des trois dalles sont enregistrées par la jauge No. 12 pour la dalle D-V1 et la jauge No. 14 pour les deux autres dalles. La figure 4.27b illustre ces déformations en fonction de la charge appliquée. On remarque que les dalles à faible taux d'armature suivant la direction transversale (assemblage supérieur) (0,35 %), D-V5 et D-V6, ont un

comportement similaire en termes de déformations. À la rupture, les déformations sont de 925, 4612, et 5000 microdéformations ce qui représente 5,5 %, 25,4 % et 27,6 % de la déformation ultime garantie pour les dalles D-V1 et D-V5 et D-V6, respectivement. Cette différence est attribuée aux différents diamètres utilisés (12,7 mm pour les dalles D-V5 et D-V6 et 15,9 mm pour la dalle D-V1), ainsi que l'espacement entre les barres (256 mm pour les dalles D-V5 et D-V6, et 230 mm pour la dalle D-V1).

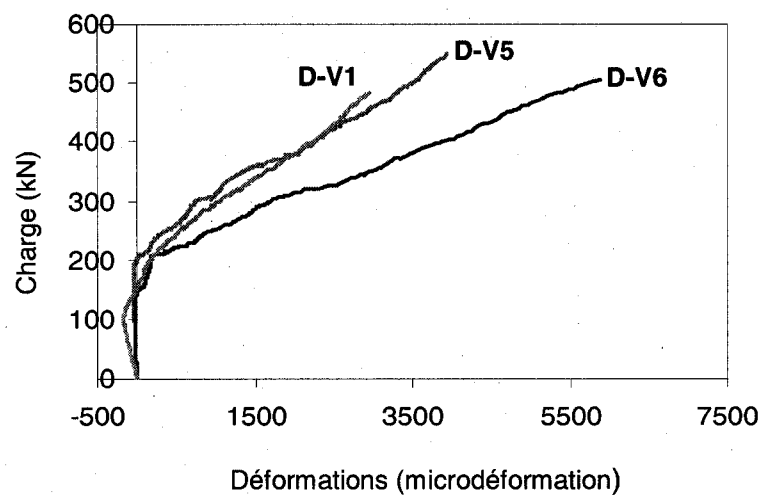
La figure 4.29c illustre les courbes charge-déformation des barres longitudinales (assemblage supérieur) se trouvant sous la surface chargée des trois dalles. Ces déformations sont fournies par la jauge No. 16. Ces trois courbes sont constituées de deux segments. Le premier segment des courbes représente le comportement en compression des barres et le deuxième représente le comportement en traction une fois que l'axe neutre de la section de béton s'est déplacé au dessus de ces barres. Les deuxièmes parties des courbes des dalles D-V1 et D-V5 sont similaires malgré que leur taux d'armature soit différent. La résistance à la compression moyennement élevée du béton de la dalle D-V5, par rapport à celle de la dalle D-V1, a pu compenser la différence entre les taux d'armature. Quant à la barre correspondante, dans la dalle D-V6, la déformation est plus grande dû à son faible taux d'armature suivant la direction transversale de l'assemblage inférieur (0,35%). Ceci a engendré un déplacement de l'axe neutre proche de la surface et par conséquent plus de déformations dans toutes les armatures de cette dalle par rapport aux deux autres. À la rupture, les déformations sont de 3000, 3940 et 5876 microdéformations dans les barres des dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement.



a)



b)



c)

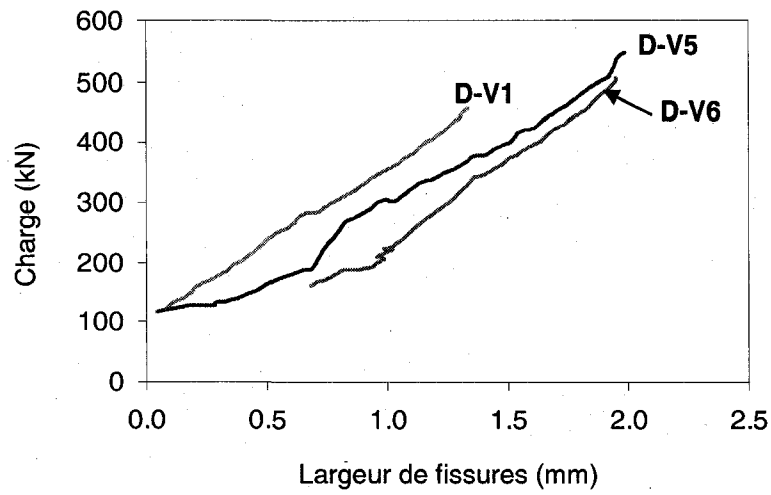
**Figure 4.29** Courbes charge-déformation des différentes barres d'armature dans les dalles D-V1, D-V5 et D-V6

#### 4.6.5 Largeurs et réseaux de fissuration

Les réseaux de fissuration des surfaces en tension des trois dalles sont similaires. La première fissure est apparue sous la surface chargée dans la face inférieure des trois dalles orientée longitudinalement et parallèle aux deux poutres métalliques de support. Les charges de fissuration sont de 115 kN, 125 kN et 105 kN pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement. Les fissures radiales ont commencé à apparaître lorsque la charge de fissuration est atteinte pour chaque dalle et due à la diminution brusque de la rigidité flexionnelle. En s'approchant de la rupture, une fissure circulaire s'est formée. Une fois que la rupture a lieu, la forme circulaire s'est renfermée pour la dalle D-V6 et incomplète pour les deux autres dalles.

Les réseaux de fissuration sur la face supérieure des trois dalles sont semblables, excepté autour des surfaces chargées. La première fissure supérieure est apparue directement au-dessus les poutres de support. Les charges de fissuration de la surface supérieure des trois dalles D-V1, D-V5, et D-V6 sont de 400 kN, 410 kN et 395 kN, respectivement. Entre ces dernières valeurs de charge et la rupture, des formes semi-circulaires ont pris naissance autour des surfaces chargées. À la rupture, la circonférence de la fissure autour de la surface chargée est plus grande pour les dalles D-V5 et D-V6 que pour la dalle D-V1. Ceci est dû à la différence entre les diamètres de barres utilisés et le taux d'armature. Les réseaux de fissuration de ces trois dalles sont illustrés à la figure 4.26.

La largeur des fissures en fonction de la charge, sur la face en tension des trois dalles, est illustrée à la figure 4.30. Les courbes de l'évolution de la fissure des trois dalles sont linéaires et parallèles. Le début de la courbe de la dalle D-V5 est constant, dû à l'ouverture simultanée d'une deuxième fissure à côté de la fissure principale (là où est placé le LVDT qui mesure la largeur de la fissure). La courbe de la largeur de la fissure de la dalle D-V6 est tracée à partir d'une charge supérieure à celle de la fissuration (162 kN), puisque Le LVDT est déplacé après qu'une deuxième fissure soit apparue à côté de la première. À l'ÉLUT, la largeur de fissure de la dalle D-V6 est de 0,1 mm, alors que les dalles D-V1 et D-V5 ne sont pas encore fissurées. Les largeurs de fissure, au niveau de la charge à l'ÉLUL, sont de 0,4 mm, 0,71 mm et 0,95 mm pour les dalles D-V1, D-V5 et D-V6, respectivement.



**Figure 4.30** Courbes charge-largeur des fissures pour les dalles D-V1 et D-V4

Les détails des dalles D-V1, D-V5 et D-V6 ainsi que les principaux résultats obtenus sont détaillés dans les tableaux 4.7 et 4-8.

**Tableau 4.7** Résistance en compression du béton et détails de l'armature des trois dalles D-V1, D-V5 et D-V6

Dalle	Épaisseur (mm)	$f_c$ (MPa)	Taux d'armature $\rho$ (%)		Rigidité axiale ( $\rho \times E$ )(N/mm <sup>2</sup> )	Configuration de l'armature	
			Direction transversale (assemblage inférieur)	Direction transversale (assemblage inférieur)		Direction transversale (assemblage inférieur)	Les autres directions
D-V1	175	35,2	1,2		508	No.16@116 mm	No.16@230 mm
D-V5	175	53,1	0,7		287	No.16@199 mm	No.13@256 mm
D-V6	175	53,1	0,35		144	No.13@256 mm	

**Tableau 4.8** Résumé de résultats des tests (effet de taux d'armature + résistance du béton)

Dalle	Charge de fissure (kN)	Capacité portante (kN)	Déflexion maximale nette (mm)		Déformation maximale à $P_{ÉLUT}$ ( $\mu\epsilon$ )		Déformation maximale à $P_{ÉLUL}$ ( $\mu\epsilon$ )		Mode de rupture
			À $P_{ÉLUT}$	À la rupture	Barres	Béton	Barres	Béton	
D-V1	115	484	0,71	17,9	214	-200	2470	-807	0,0
D-V5	115	549	1,01	17,9	214	-118	2990	-319	0,0
D-V6	107	506	1,11	18,5	1290	-298	3830	-587	0,09

\* Charge de calcul à l'état limite d'utilisation ( $ÉLUT$ ),  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code CAN/CSA-06 2006,

\*\* Charge à l'état limite ultime ( $ÉLUL$ )  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code CAN/CSA-06 2006.



#### 4.6.6 Conclusions partielles

Afin d'étudier le comportement des dalles de tablier à confinement interne ayant un taux d'armature inférieur à 1,2 % et un béton de résistance en compression légèrement supérieure à celle du béton ordinaire, deux dalles D-V5 et D-V6 sont préparées et testées. Les dalles sont renforcées avec des barres en PRFV et le béton a une résistance à la compression de 53 MPa. La première dalle, D-V5, a un taux d'armature de 0,7 % (No. 16 @ 199 mm) suivant la direction transversale (assemblage inférieur). Ce taux d'armature représente le double du minimum d'armature en PRFV recommandé par l'article 16.8.7.1 (c) du code CAN/CSA-S6-06. Suivant les autres directions, le taux d'armature est de 0,35 % (No. 13 @ 256 mm). La deuxième dalle, D-V6, est renforcée entièrement de barres en PRFV No. 13 avec un taux d'armature de 0,35 % (No. 13 @ 256 mm) suivant les autres directions.

Les résultats des essais sont présentés en termes de déflexion, déformations dans le béton et l'armature, largeurs et propagation de fissures et sont comparés aux résultats de la dalle D-V1. En se basant sur les résultats expérimentaux, les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

- 1- Les trois dalles D-V1, D-V5 et D-V6 ont rompu par poinçonnement quand la charge appliquée a atteint 484 kN 549 kN et 506 kN, respectivement. Ce qui est au moins 2,5 fois plus grand que la charge à l'état limite ultime spécifiée par le code CAN/CSA-06 (2006).
- 2- La charge de fissuration des dalles D-V1 et D-V5 est supérieure à la charge limite d'utilisation alors que celle de la dalle D-V6 est inférieure.
- 3- Les comportements charge-déflexion des dalles D-V1 et D-V5 sont pratiquement identiques. Ceci indique que l'augmentation de 51 % de la résistance à la compression du béton compense une diminution de 41 % du taux d'armature suivant les autres directions. Par contre, une résistance à la compression du béton de 53 MPa et un taux d'armature de 0,35 % suivant les autres directions engendrent plus de déflexion pour le même niveau de charge, comparativement à la dalle D-V1. Par conséquent, Les déformations des barres suivant la direction principale sont importantes (10200 microdéformations).
- 4- La dalle D-V1 a une capacité portante inférieure à celles des deux autres dalles ayant un béton de 53,2 MPa, malgré qu'elle ait un taux d'armature plus grand. Ce qui indique que le taux d'armature n'a pas d'effet aussi important que celui de la résistance à la compression du béton sur la capacité portante d'une dalle de tablier de pont. Ceci est

expliqué par la rupture qui s'est produite dans le béton et non pas dans les barres d'armature.

- 5- Aux mêmes niveaux de charge, les déformations maximales mesurées dans les barres transversales (assemblage inférieur) des dalles D-V1 et D-V5 sont identiques (ou presque). Ce qui confirme que les deux dalles ont le même comportement (point de vue déformation dans les barres et déflexion des dalles).
- 6- Les déformations des barres d'armature (assemblage supérieur) des trois dalles sont similaires et représentent presque 50 % des déformations des barres suivant la direction principale.
- 7- Les dalles D-V1 et D-V5 respectent les exigences du code CAN/CSA-06 du point de vue capacité portante, ouverture de fissure, et déformation dans les barres d'armature.

## **4.7 Effet du recouvrement des armatures**

### **4.7.1 Introduction**

Avant l'introduction des barres d'armature crénelées d'acier, les structures en béton étaient armées par des barres lisses. Les barres en PRF à surface lisse n'ont jamais été utilisées pour renforcer des dalles de tabliers de ponts à confinement interne. Par ailleurs, l'ajout d'un recouvrement sablé sur les barres d'armature en PRFV fait hausser leur coût.

Afin d'étudier le comportement des dalles de tabliers en béton à confinement interne armées par des barres en PRFV lisses, deux dalles à grande échelle ayant les mêmes dimensions ( $3000 \times 2500 \times 175$  mm), D-V1 et D-V3, sont préparées et testées. Les deux dalles ont les mêmes taux d'armature suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et suivant les autres directions. Le taux d'armature suivant la direction transversale est de 1,2 %, alors que celui dans les autres directions des deux dalles est de 0,6 %. La seule différence entre ces deux dalles réside dans le type d'armature, à savoir des barres d'armature à recouvrement sablé pour la première dalle D-V1 et des barres d'armature lisses pour la deuxième dalle D-V3. Les barres utilisées sont des barres V-ROD No. 5. La résistance à la compression du béton utilisé est de 35,2 MPa pour la dalle D-V1 et 37,2 MPa pour la dalle D-V3.

Les résultats des essais sont présentés en termes de déflexion, déformations dans le béton et l'armature, largeurs et propagation de fissures.

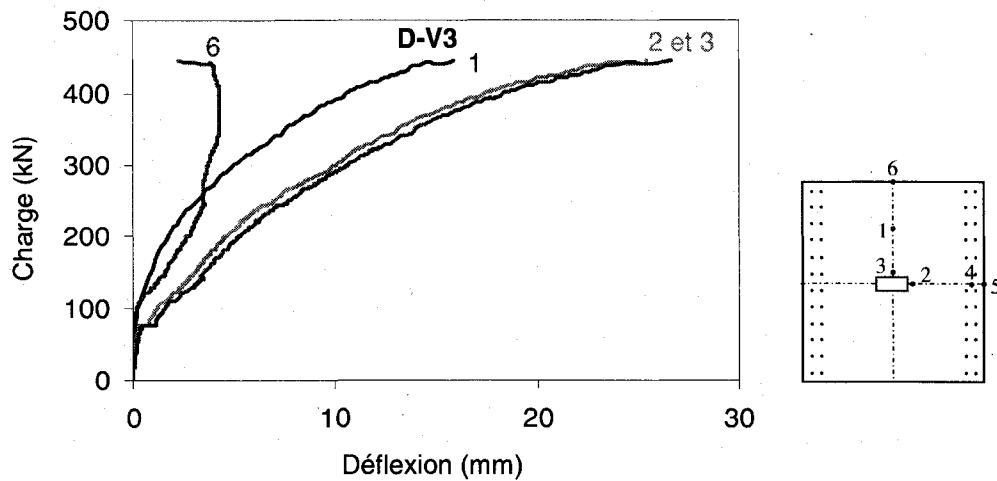
### **4.7.2 Comportement en déflexion**

La figure 4.31a illustre le comportement charge-déflexion à différentes localisations sur la surface de la dalle D-V3. La déflexion maximale est enregistrée à la localisation No. 3 (celle où est placé le LDVT No.3). La déflexion de la localisation No. 2 est presque identique à celle de la localisation No. 3. Ces deux localisations sont positionnées à 50 mm de la surface chargée. La courbe charge-déflexion de la localisation No. 1 est composée de deux parties, comme celles des localisations No. 2 et 3. La première partie est linéaire et représente la déflexion en fonction de la charge avant la fissuration, alors que la deuxième partie des trois courbes est non-linéaire (sous forme d'arc), due au glissement des barres après fissuration du béton. Le comportement charge-déflexion de la localisation No. 6 est similaire aux comportements de la même localisation des autres dalles mentionnées auparavant. La dalle, à l'extrémité libre (1500 mm du centre de la surface chargée), est influencée par la charge

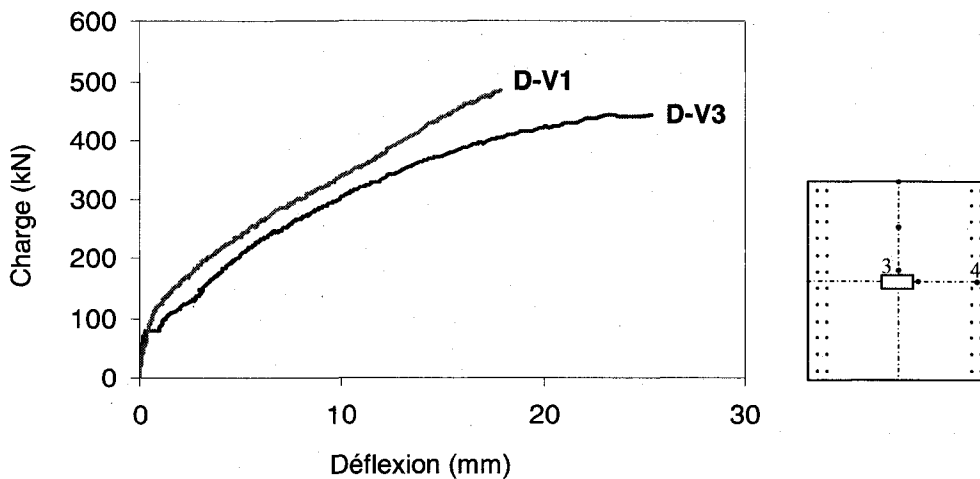
appliquée seulement quand elle atteint 95 kN. Après ce niveau de charge, la courbe charge-déflexion croît linéairement jusqu'à 250 kN, puis la déflexion devient invariable avec l'augmentation de la charge jusqu'à la rupture. Ce comportement engendre une rupture de la dalle par poinçonnement.

La figure 4.31b illustre les deux courbes de la déflexion maximale nette à la localisation No.3 en fonction de la charge appliquée pour les deux dalles D-V1 et D-V3. Ces deux courbes sont composées de deux parties. Les premières parties sont bilinéaires et identiques. Cependant, après la fissuration et la chute de la rigidité flexionnelle de la dalle D-V3, contrairement à la dalle D-V1, la deuxième partie de la courbe devient non-linéaire (forme d'arc) due au glissement des barres d'armature. Les charges de fissuration sont différentes, 115 kN pour la dalle D-V1 et 79 kN pour la dalle D-V3. Quand la charge de fissuration de la dalle D-V3 est atteinte, il y a une déflexion instantanée de la dalle. Après la fissuration des deux dalles, leurs courbes restent parallèles jusqu'à un niveau de charge de 300 kN où la courbe de la dalle D-V3 commence à s'aplatir jusqu'à la rupture.

À la charge de l'état limite d'utilisation, la déflexion de la dalle D-V1 est de 0,71 mm. Cependant et due à la fissuration prématurée de la dalle D-V3, la déflexion a atteint la valeur de 1,68 mm. L'écart entre les déflexions des deux dalles, à l'ÉLUT, est presque maintenu jusqu'au niveau de charge à l'ÉLUL. À ce dernier niveau, la déflexion de la dalle D-V1 est de 3,7 mm et celle de la dalle D-V3 de 5,0 mm. Une fois le niveau de charge a atteint 300 kN, le glissement des armatures a engendré une déflexion importante de la dalle D-V3. À la rupture, la déflexion nette est de 17,9 mm pour la dalle D-V1 et de 25,3 mm pour la dalle D-V3 armée de barres lisses.



**Figure 4.31a** Courbes charge-déflexion aux différentes localisations sur la dalle D-V3



**Figure 4.31b** Comparaison des deux courbes charge-déflexion nette des dalles D-V1 et D-V3

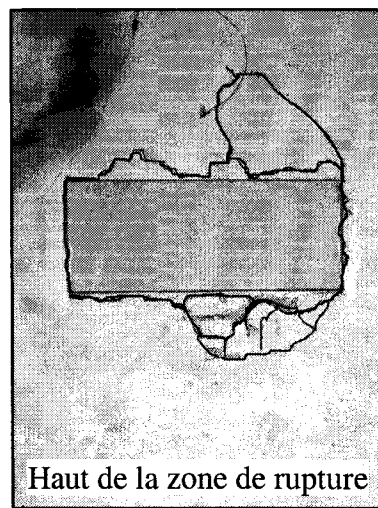
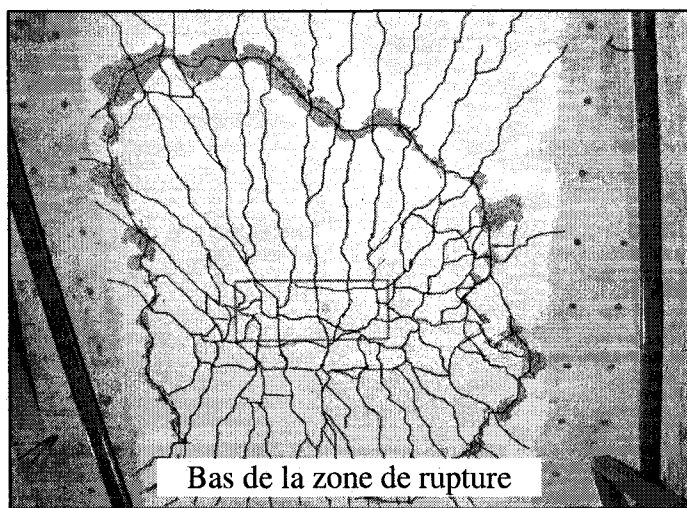
### 4.7.3 Capacité ultime et mode de rupture

Le mode de rupture de la dalle D-V3 est similaire à celui de la dalle D-V3. Elles ont rompu par poinçonnement. La surface de la zone supérieure de rupture de la dalle D-V3, contrairement à celle de la dalle D-V1, est grande et a une forme elliptique longitudinale. Ceci est dû au glissement des barres d'armature de l'assemblage supérieur autour de la surface chargée. La bonne adhérence entre les barres d'armature et le béton de la dalle D-V1 a donné

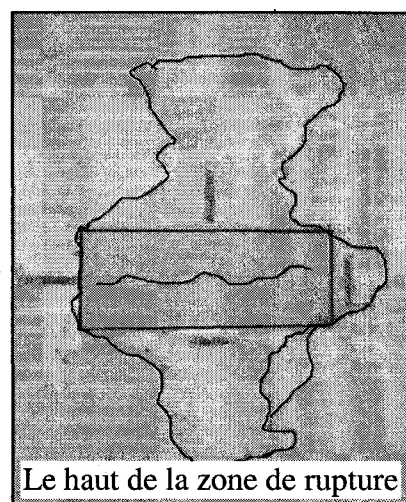
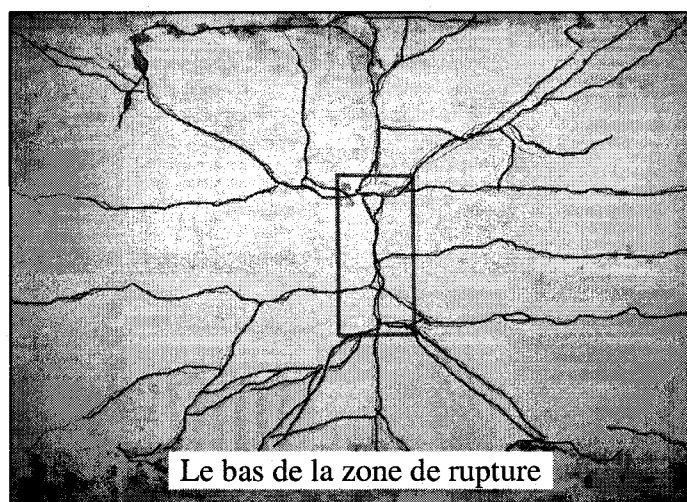
une forme rectangulaire à la surface de la zone de rupture supérieure. Dans les deux dalles, la forme de la surface de rupture passe par les quatre coins de la surface chargée.

La forme de la zone de rupture inférieure de la dalle D-V3 est formée de deux lignes courbées à leurs extrémités et parallèles aux poutres de support. Cette forme est différente de celle de la dalle D-V1 qui est circulaire. La bonne adhérence entre les barres à recouvrement sablé et le béton a engendré une rupture uniforme autour de la surface chargée dans la zone en tension. Cependant, les barres lisses utilisées dans la dalle D-V3 ont glissé et par conséquent, la forme de rupture circulaire de la zone inférieure n'a pas pu se former. La figure 4.32 illustre les zones de rupture des deux dalles D-V1 et D-V3. La première dalle (D-V1) est montrée ici à titre comparatif.

Malgré que la dalle D-V3 a le même taux d'armature que la dalle D-V1 et un béton ayant résistance à la compression supérieure à celle du béton de la dalle de comparaison, ces deux dalles ont une capacité portante différente. La charge de rupture de la dalle D-V1 est de 484 kN et celle de la dalle D-V3 est de 444 kN. Le glissement des barres lisses est la cause principale de la baisse de la capacité portante de la dalle D-V3. Ces valeurs de capacité représentent 2,32 et 2,13 fois, respectivement, la charge à l'état limite ultime.



a)



b)

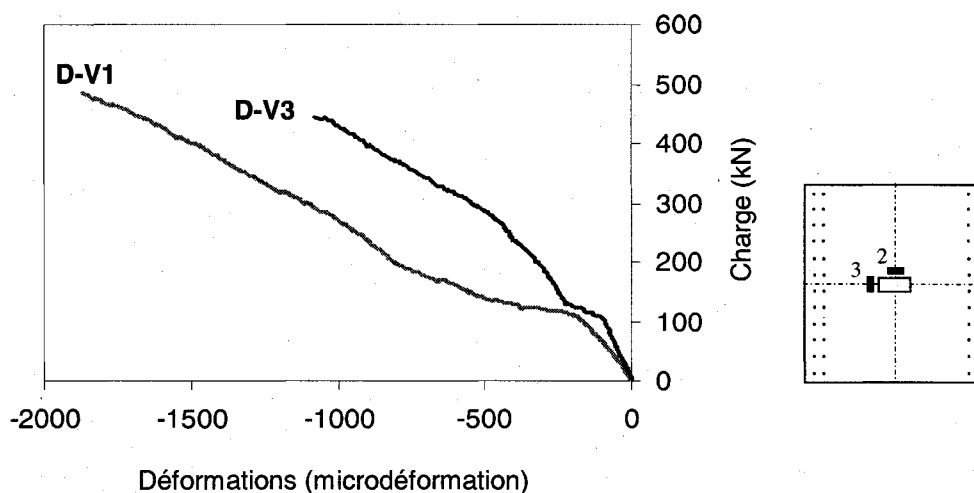
**Figure 4.32** Rupture par poinçonnement des surfaces supérieure et inférieure des dalles a) D-V1 et b) D-V3

#### 4.7.4 Déformations des armatures et de béton

La déformation maximale du béton est enregistrée à la localisation où la jauge No. 2 est placée sur la dalle D-V1. Cependant, pour la même localisation de la jauge, la dalle D-V3 a enregistré les déformations maximales du béton jusqu'à un niveau de charge de 305 kN, puis ce fut le tour de la localisation No. 3. Les jauges de déformation électrique No. 2 et 3 sont placées à 50 mm du bord de la surface chargée sur les axes longitudinal et transversal, respectivement. La figure 4.33 illustre les deux courbes du comportement charge-déformation du béton des deux dalles fournies par la jauge de déformation No. 2. On remarque que ces comportements sont similaires. La dalle D-V1 a enregistré la plus grande déformation du

béton à la rupture par rapport à la dalle D-V3. Ceci est dû à la différence entre les aires de la zone de rupture supérieure; la localisation de la jauge No. 2 de la dalle D-V3 est loin du périmètre de la zone de rupture, alors que celle de la dalle D-V1 est juste à côté de ce périmètre.

À la rupture, les déformations maximales du béton sont de -1870 et -1280 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. Les déformations du béton sont de -199 et -116 microdéformations et de -827 et -335 microdéformations aux niveaux de la charge de l'état limite d'utilisation et de la charge à l'état limite ultime pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement.

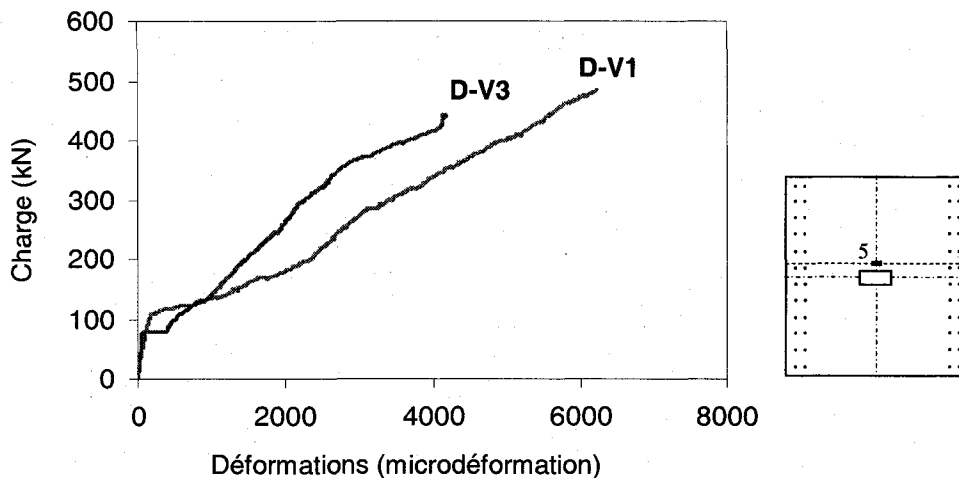


**Figure 4.33** Courbes charge-déformation maximale du béton des dalles D-V1 et D-V3

Les déformations maximales des barres d'armature en PRFV sont enregistrées sur les barres transversales (assemblage inférieur) à l'extérieur de la zone chargée. La figure 4.34 illustre les courbes charge-déformation maximale des barres d'armature. Les déformations sont celles des barres où la jauge de déformation électriques No. 5 est placée. On remarque que les deux courbes sont similaires et sont constituées de deux parties presque linéaires. Avant la fissuration des dalles, les premières parties des courbes sont identiques. Une fois que les charges de fissuration sont atteintes, il y a déformation instantanée dans les deux barres. Par la suite, les déformations ont augmenté encore avec l'accroissement de la charge appliquée. On remarque que la pente de la deuxième partie de courbe de la dalle D-V3 est plus grande que celle de la dalle D-V1. Ceci peut être expliqué par le glissement des barres d'armature de la dalle D-V3, due à la faible adhérence entre le béton et les barres.



À la charge à l'état limite d'utilisation, les déformations maximales des barres sont de 214 et 572 microdéformations des dalles D-V1 et D-V3, respectivement. Ces déformations, au niveau de la charge à l'état limite ultime, sont de 2470 et 1526 microdéformations, respectivement. À la rupture, les déformations maximales des barres d'armature sont de 6224 microdéformations pour la dalle D-V1 et 4138 microdéformations pour la dalle D-V3. Ces dernières valeurs de déformation représentent 37 % et 30 % des déformations ultimes garanties des barres d'armature. Ce qui confirme que la rupture a eu lieu dans le béton.



**Figure 4.34** Courbes charge-déformation maximale des armatures des dalles D-V1, D-V3

Les figures 4.35 a, b, et c représentent les déformations des barres d'armature à différents endroits des dalles D-V1 et D-V3 en fonction de la charge appliquée. La figure 4.35a illustre les courbes charge-déformation de la barre d'armature longitudinale (assemblage inférieur) au milieu de la surface chargée. La courbe de la dalle D-V1 est constituée de deux segments linéaires, alors que la courbe de la dalle D-V3 est constituée de trois segments linéaires plus une partie ayant une forme de crochet à la fin.

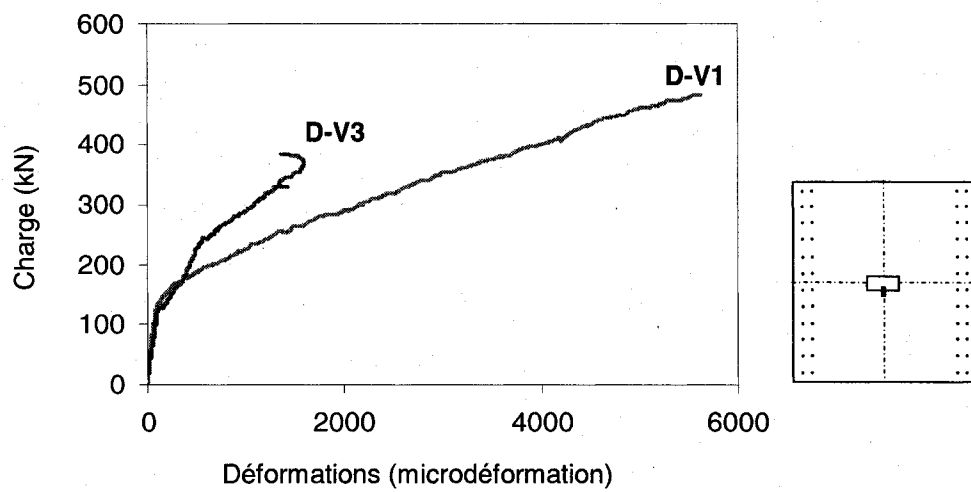
On remarque que, pour les deux dalles, les barres d'armature longitudinales (assemblage inférieur) a un comportement charge-déformation identique jusqu'au niveau de charge où elles sont sollicitées (173 kN). Par la suite et due à la bonne adhérence entre les barres d'armature de la dalle D-V1 et le béton, la barre en question a des déformations proportionnelles tout le long du chargement. Cependant et due à la surface lisse des barres utilisées pour armer la dalle D-V3, le glissement des barres n'a pas permis à la barre étudiée

de se manifester convenablement à la charge appliquée. À la rupture, les déformations de ces deux barres sont de 5626 et 1353 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement.

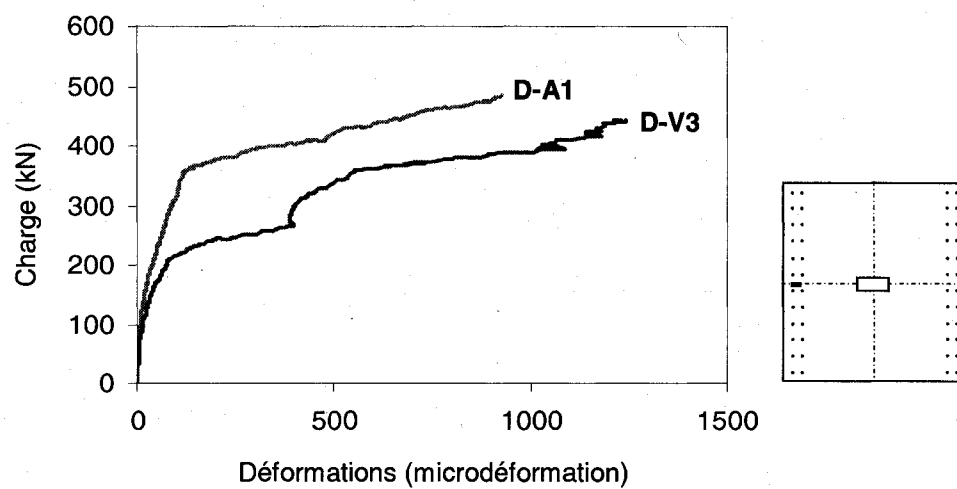
La figure 4.35b illustre les deux courbes charge-déformation de la barre se trouvant au milieu de l'armature transversale de l'assemblage supérieur des deux dalles (dans la zone du moment négatif). Ces barres d'armatures ont le même comportement charge-déformation. Les deux courbes sont constituées de deux parties comme celles de la figure 4.35a. On remarque dans les courbes, que le deuxième segment du comportement charge-déformation de la barre de la dalle D-V1 reste linéaire jusqu'à la rupture, contrairement à celui de la barre homologue de la dalle D-V3. Le comportement de la barre de cette dernière dalle est non-linéaire. D'ailleurs, cette barre s'est vue solliciter à un niveau de charge bien inférieur à celui engendrant l'implication de son homologue dans la dalle D-V1, due au glissement des autres barres. À la rupture, les déformations de ces deux barres sont de 925 et 1242 microdéformations pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement

La figure 4.35c illustre les deux courbes charge-déformation de la barre d'armature se trouvant au milieu de l'armature longitudinale de l'assemblage supérieur des deux dalles. Ces courbes ont la même allure. Au départ, les barres d'armature sont sollicitées en compression avant que les axes neutres soient déplacés au-dessus de ces barres. Après le déplacement des axes neutres, les barres ont changé de comportement pour travailler en traction jusqu'à la rupture. De la figure 4.33c, on remarque que les axes neutres se sont déplacées au dessus de l'armature longitudinale (assemblage supérieur) à 123 kN et 110 kN dans les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. À la rupture, les déformations de ces deux barres sont de 3000 et 4140 microdéformations, respectivement

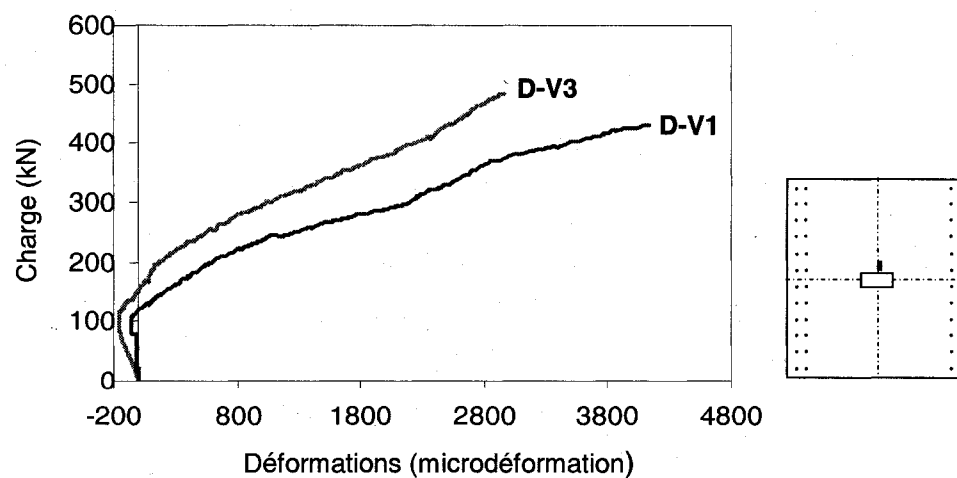
Des deux dernières figures 4.35b et 4.35c, on remarque que les barres d'armature (assemblage supérieur) dans les deux directions (longitudinale et transversale) de la dalle D-V3 ont enregistré des déformations plus grandes que celles de la dalle D-V1. Ceci est peut être dû à la déflexion élevée de la dalle D-V3.



a)



b)



c)

**Figure 4.35** Courbes charge-déformation de différentes barres d'armature dans les dalles D-V1 et D-V3

#### 4.7.5 Largeurs et réseaux de fissuration

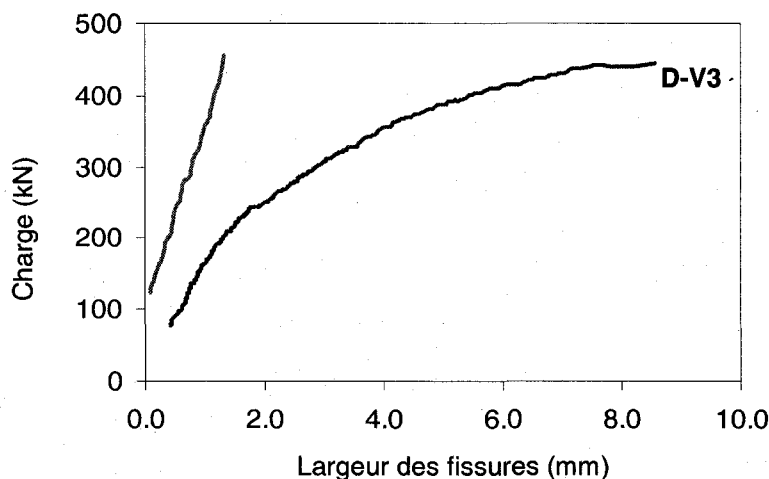
Le réseau de fissuration de la surface en tension de la dalle D-V3 comparé à celui de la dalle D-V1, était moins intense. Le nombre de fissures est beaucoup plus inférieur à celui de la dalle D-V1. Ceci est dû à la surface lisse des barres d'armature qui a engendré le glissement de ces barres dans le béton. Dû à la faible adhérence entre les barres d'armature et le béton, les barres d'armature n'ont pas accompli leur rôle de bien distribuer et transférer les efforts dans le béton. Alors que la première fissure de la dalle D-V1 apparaît après la charge de l'ÉLUT, celle de la dalle D-V3 est apparue bien avant ce niveau de charge. Les charges de fissuration sont de 115 kN et 80 kN pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. La première fissure des deux dalles est apparue sous la surface chargée et parallèle aux poutres de support sur la face inférieure. On a remarqué sur place que la première fissure de la dalle D-V3 a pris naissance soudainement tout le long de la dalle.

Avec l'augmentation de la charge, de nouvelles fissures dans la dalle D-V1 sont apparues et se propagent suivant toutes les directions sur la surface inférieure. Juste avant la rupture, une fissure de forme circulaire s'est formée pour indiquer que la dalle est sur le point de céder. Cependant, pour la dalle D-V3, la première fissure a eu lieu quand le niveau de charge a atteint 80 kN, puis la deuxième fissure apparaît brusquement le long de la dalle quand le niveau de charge a atteint 149 kN. Après ce niveau de charge, quelques fissures sont apparues radialement à partir des deux fissures longitudinales. Une fissure très importante est apparue dans la direction transversale directement sous la surface chargée. À la rupture, deux fissures à côté des poutres de support au milieu de la dalle D-V3 sont aussi apparues.

Les réseaux de fissuration supérieure sont similaires. La première fissure a eu lieu à 400 kN et 330 kN (83 % et 74 % de la capacité portante) pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. Les premières fissures sont apparues directement au dessus des poutres de support. Par la suite, des fissures ayant une forme de demi-cercle ont pris naissance autour des surfaces chargées au fur et à mesure que la charge augmente. Les réseaux de fissuration des deux dalles sont montrés à la figure 4.32.

La figure 4.36 illustre la variation de la largeur de fissures, sur la surface en tension (face inférieure), en fonction de la charge appliquée sur les deux dalles. On remarque que la courbe de la largeur de fissures en fonction de la charge appliquée varie linéairement pour la dalle D-

V1, alors qu'elle varie paraboliquement pour la dalle D-V3. Dû au nombre limité de fissures, leur ouverture au niveau de la dalle est très importante comparée à celle de dalle D-V1. Au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation, la dalle D-V1 n'est pas encore fissurée, cependant, la dalle D-V3 a une fissure mesurant 0,67 mm, ce qui dépasse la limite (0,5 mm) spécifiée par plusieurs codes [ACI 440.1R-06 2006 ; CAN/CSA-S6-06]. L'ouverture des fissures, au niveau de la charge à l'état limite ultime, est de 0,4 mm et 1,34 mm pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. À la rupture, la dalle D-V3 a une ouverture de fissure très importante, 8,55 mm, comparativement à celle de la dalle D-V1 (1,33 mm).



**Figure 4.36** Courbes charge-largeur des fissures pour les dalles D-V1 et D-V4

Les détails des deux dalles D-V1 et D-V3 ainsi que les principaux résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 4.9 et 4.10.

**Tableau 4.9** Résistance en compression du béton et détails de l'armature des deux dalles D-V1 et D-V3

Dalle	Épaisseur (mm)	$f_c$ (MPa)	Taux d'armature $\rho$ (%)		Configuration de l'armature	
			Direction transversale (assemblage inférieur)	Rigidité axiale ( $\rho \times E$ )(N/mm <sup>2</sup> )	Direction transversale (assemblage inférieur)	Les autres directions
D-V1	175	35,2	1,2	508	No.16@116 mm	No.16@230 mm
D-V2	175	37,2	1,2	618	No.16@116 mm	No.16@230 mm

**Tableau 4.10** Résumé des résultats des tests (effet de l'épaisseur)

Dalle	Charge de fissure (kN)	Capacité portante (kN)	Déflexion maximale nette (mm)		Déformation maximale à $P_{ÉLUT}$ ( $\mu\epsilon$ )		Déformation maximale à $P_{ÉLUL}$ ( $\mu\epsilon$ )		Mode de rupture
			À $P_{ÉLUT}$ *	À la rupture	Barres	Béton	Barres	Béton	
D-V1	115	484	0,71	17,9	214	-200	2470	-807	0,0
D-V3	80	444	1,45	26,6	512	-116	1526	-335	0,67

\* Charge de calcul à l'état limite d'utilisation (ÉLUT),  $P_{ÉLUT} = 110,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code CAN/CSA-06 2006,

\*\* Charge à l'état limite ultime (ÉLUL)  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN pour un camion CL-625 selon le code CAN/CSA-06 2006.

#### 4.7.6 Conclusions partielles

Afin de voir la différence de comportement entre une dalle de tablier à confinement interne armée de barres en PRFV à surface lisse et une autre armée avec des barres à surfaces sablées, deux dalles de tabliers sont fabriquées et testées. Les deux dalles, D-V1 (armée avec des barres à surface sablée) et D-V3 (armée avec des barres à surface lisse) ont le même taux d'armature, 1,2 % suivant la direction transversale (assemblage inférieur) et 0,6 % suivant les autres directions. La résistance à la compression du béton utilisé est de 35,2 MPa et 37,2 MPa, respectivement. Les barres d'armature utilisées dans les deux dalles ont 15,9 mm de diamètre. En se basant sur les résultats expérimentaux, les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

- 1- Les deux dalles ont rompu par poinçonnement. Les capacités portantes sont 2,5 fois plus grandes que la charge à l'état limite ultime spécifiée par le code CAN/CSA-06 2006, soit 484 kN et 444 kN pour D-V1 et D-V3, respectivement.
- 2- À la rupture, les déformations maximales des barres d'armature sont de 6224 microdéformations pour la dalle D-V1 et 4138 microdéformations pour la dalle D-V3. Cette différence est causée principalement par un glissement des barres à surface lisse dans la dalle D-V3.
- 3- Contrairement à la dalle D-V1, la charge de fissuration de la dalle D-V3 est bien inférieure au niveau de la charge à l'ÉLUT. Le manque d'adhérence entre les barres à surface lisse de la dalle D-V3 a engendré une première fissure soudaine et importante.
- 4- Au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation ÉLUT, l'ouverture de fissure de la dalle D-V3 est de 0,67 mm, ce qui dépasse la limite (0,5 mm) spécifiée par plusieurs codes [ACI 440.1R-06 2006 ; CAN/CSA-S6-06]. Les largeurs de fissures, au niveau de la charge à l'ÉLUL, sont de 0,4 et 1,34 mm pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. À la rupture, la dalle D-V3 a une ouverture de fissure très importante égale à 8,55 mm, comparativement à celle de la dalle D-V1 qui est de l'ordre de 1,33 mm.
- 5- Les surfaces des barres d'armature ont un effet direct sur la densité des fissures à la surface en tension des deux dalles. Du au manque d'adhérence entre les barres lisses et le béton, un nombre limité de fissures, ayant des ouvertures importantes sont apparues sur la surface inférieure de la dalle D-V3. Cependant, les barres d'armatures en PRFV à surface sablée ont bien distribué les efforts internes dans le béton, et par conséquent il y a eu plus de fissures sur la surface inférieure de la dalle D-V1.

- 6- La dalle D-V3 armée avec des barres à surface lisse ne répondait pas aux exigences du CAN/CSA-S6-06, du point de vue, déflexion et ouverture de fissures. Donc, les barres d'armature à surface lisse ne devraient pas être utilisées pour armer les dalles de tabliers de ponts (du moins dans l'assemblage inférieur d'armature).

#### **4.8 Comparaison entre les capacités portantes des dalles et les différents modèles prédictifs**

Comme discuté dans le chapitre 2, plusieurs modèles prédictifs pour calculer la capacité portante d'une dalle en béton armé de PRF, ont été développés. Ces modèles sont, en général, une fonction de plusieurs paramètres telle que la résistance du béton, le périmètre de la section critique, la distance entre la fibre extrême comprimée et l'armature tendue et le module d'élasticité des armatures en PRF. La résistance ultime à la rupture par poinçonnement des dalles en béton armé de PRF, testées dans le cadre de cette thèse, a été prédite avec les différents modèles discutés dans le chapitre 2. Les modèles utilisés ici sont ceux donnés par la société japonaise de génie civil (JSCE 1997), El-Ghandour et al. (1999, 2003), Matthys et Taerwe (2000), Ospina et al. (2003), El-Gamal et al (2005) et l'ACI 440-06 (2006). Le tableau 4.11 donne les valeurs des capacités portantes ultimes des dalles de tabliers en béton armé de PRF, testées dans le cadre de cette recherche et celles obtenues avec les modèles prédictifs



**Tableau 4.11** Capacités portantes des dalles de tabliers de ponts obtenues expérimentalement et avec les modèles prédictifs.

Dalle	$V_{C,Exp}$ (kN)	$V_{C,JSCE}$ (kN)	$V_{C,JSCE}/$ $V_{C,Exp}$	$V_{C,EI}$ (kN)	$V_{C,EI}/$ $V_{C,Exp}$	$V_{C,MT}$ (kN)	$V_{C,MT}/$ $V_{C,Exp}$	$V_{C,Osp}$ (kN)	$V_{C,Osp}/$ $V_{C,Exp}$	$V_{C,G}$ (kN)	$V_{C,G}/$ $V_{C,Exp}$	$V_{C,ACI}$ (kN)	$V_{C,ACI}/$ $V_{C,Exp}$
D-V1	484	454	0,94	378	0,78	395	0,82	463	0,96	469	0,97	312	0,64
D-V2	362	348	0,96	297	0,82	311	0,86	348	0,96	352	0,97	251	0,69
D-V4	704	456	0,65	510	0,72	481	0,68	562	0,80	633	0,90	337	0,48
D-V5	550	381	0,69	461	0,84	376	0,68	441	0,80	480	0,87	238	0,43
D-V6	506	309	0,61	469	0,93	304	0,60	358	0,71	390	0,77	172	0,34
D-C	530	466	0,88	588	1,11	418	0,79	591	1,11	511	0,96	286	0,54
$V_{C,Exp}$	Capacité portante ultime expérimentale												
$V_{C,JSCE}$	Modèle prédictif japonais (JSCE 1997)												
$V_{C,EI}$	Modèle prédictif proposé par El-Ghandour et al. (1999)												
$V_{C,MT}$	Modèle prédictif proposé par Matthys et al. (2000)												
$V_{C,Osp}$	Modèle prédictif proposé par Ospina et al. (2003)												
$V_{C,G}$	Modèle prédictif proposé par El-Gamal et al. (2005)												
$V_{C,ACI}$	Modèle prédictif proposé par ACI 440.1R-06												

Les valeurs des capacités portantes des dalles de tabliers testées et calculées en utilisant les différents modèles prédictifs, sont plus-ou-moins proches de celles obtenues expérimentalement. Pour les dalles (D-V1 et D-V2) ayant une résistance moyenne en compression du béton (35 MPa) et un taux d'armature de 1,2 %, le modèle japonais et ceux proposés par Ospina et al. (2003) et El-Gamal et al. (2005) ont prédit des valeurs proches des capacités ultimes réelles (> 94%). Cependant, les autres modèles ont donné des valeurs un peu différentes des valeurs réelles. En ce qui concerne la dalle ayant un béton à haute résistance à la compression, D-V4, les modèles n'ont pas pu prédire la capacité ultime avec une bonne précision. La meilleure capacité prédite pour cette dernière dalle est celle calculée avec le modèle proposé par El-Gamal (90 % de la valeur réelle).

Les deux dalles D-V5 et D-V6, ayant un taux d'armature dans la direction transversale principale (assemblage inférieur) à 1,2 % et un béton à résistance moyennement élevée (53,1 MPa), seul le modèle d'El-Ghandour a pu prédire des bonnes valeurs pour les deux dalles en même temps. La prédiction est de 84 % et de 93 % de la valeur expérimentale, respectivement. Le modèle d'El-Gamal a prédit la meilleure capacité ultime pour la dalle D-V5 (87 % de la capacité expérimentale).

Encore une fois, le modèle proposé par El-Gamal a prédit la meilleure valeur de la capacité portante de la dalle armée de PRF de Carbone (D-C). Les valeurs de la capacité portante prédites par les modèles d'El-Ghandour, Ospina et japonais (JSCE) ont une bonne précision ( $\pm 11$  % d'écart) alors que pour le reste des modèles, les valeurs de capacité réelle restent dispersées.

Parmi les modèles prédictifs proposés pour calculer la résistance ultime au poinçonnement, le modèle d'El-Gamal et al (2005) semble être le meilleur à prédire des valeurs proches de la réalité. Malgré ceci, ce modèle n'a pas pu prédire avec une bonne précision la résistance des dalles armées de PRFV ayant un taux d'armature inférieur à 1 %. Donc, il est préférable de l'utiliser pour les dalles armées en PRFV avec un taux d'armature supérieure à 1 % et un béton à résistance à la compression ordinaire. Le modèle de l'ACI sous a estimé les capacités portantes de toutes les dalles testées.

# CHAPITRE 5

## ANALYSES NUMÉRIQUES

### 5.1 Introduction

Depuis l'introduction des barres d'armature en PRF, quelques chercheurs se sont intéressés au comportement des dalles de ponts armées avec ce type de barres [Hassan et al. 2000 ; Khanna et al 2000 ; Rahman et 2000 ; El-Gamal 2005 et El-Ragaby 2007]. Bien que les études expérimentales sur les dalles de tabliers de ponts à grande échelle fournissent des données fiables et exactes, elles restent coûteuse, limitées, et prennent beaucoup de temps à réaliser. Donc, il est nécessaire de se tourner vers des outils sophistiqués qui permettent d'analyser dans le détail les comportements physiques de ce type de structures. La méthode des éléments finis est l'une des meilleures alternatives pour avoir des résultats aussi fiables et exactes que les tests expérimentaux. Actuellement, il y a un nombre limité de recherches employant les méthodes par éléments finis pour étudier le comportement des dalles de ponts armées de PRF [Mohamed et Rizkalla 1999, Hassan et al. 2000, Hassan et Rizkalla 2004, El-Gamal 2005, El-Ragaby 2007].

Ce chapitre présente la modélisation des dalles de tabliers de ponts testées dans le cadre de cette recherche. De plus, les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sont comparés à ceux obtenus par la modélisation numérique.

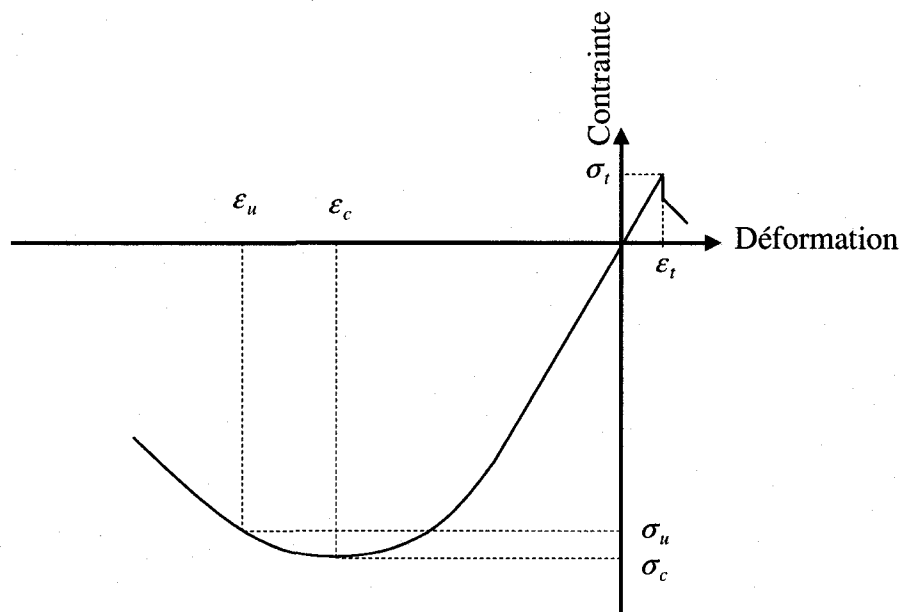
### 5.2 Le programme d'éléments finis

Actuellement, des programmes de calcul extrêmement puissants, tels ANACAP, ANSYS, ADINA et bien d'autres, nous permettent de modéliser précisément le comportement de structures complexes. L'analyse numérique des dalles de tabliers de ponts testées dans le cadre de cette thèse a été réalisée à l'aide du logiciel d'éléments finis ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis version 8.2) [ADINA 8.2]. Ce logiciel est utilisé généralement pour analyser les déplacements et les contraintes. D'autres analyses peuvent être faites en utilisant ce logiciel. Le programme peut prendre en compte des modèles 2-D comme des modèles 3-D.

### 5.2.1 Modèle du béton

Le béton est un matériau complexe et très difficile à modéliser. Le modèle fourni par ADINA peut ne pas contenir toutes les caractéristiques détaillées du matériau qu'on s'attend à voir. Cependant, l'objectif est de fournir un modèle effectif avec une flexibilité suffisante pour modéliser la plupart des comportements du matériau habituellement utilisé. Le modèle du béton du logiciel ADINA utilise trois phases pour simuler les caractéristiques de ce matériau. La première phase est une relation non-linéaire contrainte-déformation pour permettre l'affaiblissement du matériau sous la croissance des contraintes de compression et prendre en considération le comportement d'adoucissement de déformation. La deuxième phase est les enveloppes de rupture qui définissent la contrainte de fissuration en tension et la contrainte de rupture en compression. La troisième phase est une stratégie de modéliser le comportement de la post-fissuration et de l'effondrement du matériau.

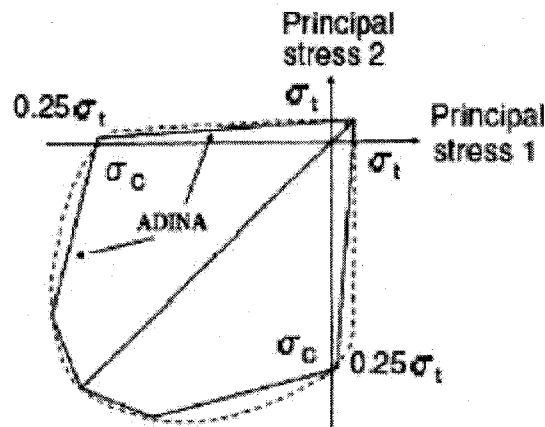
**a- Relation non-linéaire contrainte-déformation :** ADINA utilise un modèle incrémental pour décrire la relation non-linéaire entre la contrainte et la déformation du béton. Il est supposé que les incréments de déformation soient reliés linéairement aux incréments de contrainte par le module d'élasticité du béton comme montré dans la figure 5.1.



**Figure 5.1** Relation uni-axiale contrainte-déformation utilisée dans le modèle du béton

**b- Enveloppes de rupture** Les enveloppes de rupture montrées à la figure 5.2 sont employées pour établir une loi de contrainte-déformation uniaxiale accordée aux conditions de contrainte biaxiale et pour identifier par quelle façon (tension ou

effondrement) le béton a rompu. Les contraintes principales sont utilisées pour localiser l'état de contrainte actuel. Il est à noter que la résistance en traction du matériau suivant la direction principale ne dépend pas des contraintes de traction des autres directions principales, mais dépend des contraintes de compression dans ces directions. La rupture en traction a lieu si la contrainte de traction dans la direction principale dépasse la contrainte de rupture de traction. Dans ce cas, il est supposé qu'un plan de rupture perpendiculaire apparaît à la direction de contrainte principale correspondante [ADINA 8.2].



**Figure 5.2** Enveloppe de rupture bi-axiale de béton en compression

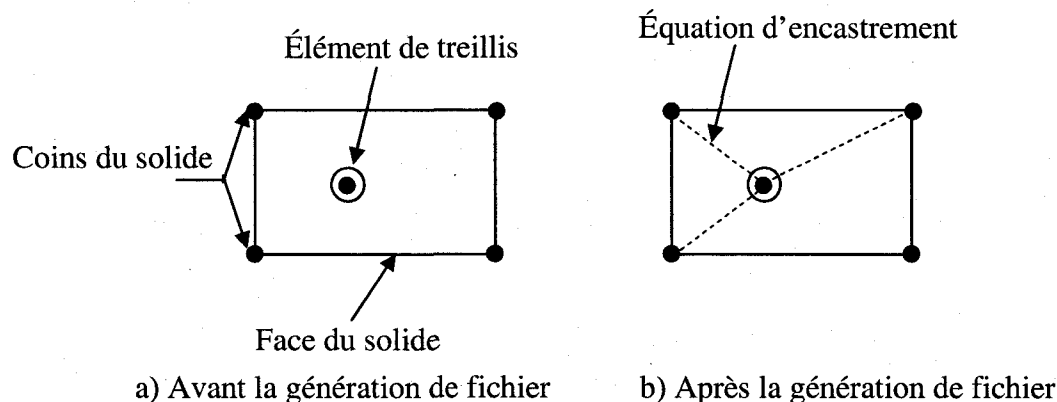
### c- Post-fissuration et effondrement du béton

Le béton est supposé avoir un comportement similaire à celui d'un matériau linéaire isotropique pour les contraintes inférieures à la contrainte de rupture. Quand la contrainte de traction principale dépasse sa valeur limite, une fissure aura lieu dans le plan normal à la direction de la déformation principale. La direction de cette fissure est fixée pour tous les chargements qui suivent. L'effet de la fissuration du béton se traduit par la réduction de la rigidité normale et axiale dans le plan de fissures. Si la déformation normale qui croise une fissure existante devient plus grande que celle déjà formée, la fissure est supposée être ouverte, sinon, elle est fermée. Pour un béton ayant des fissures fermées, il est supposé se comporter comme un matériau linéaire isotropique.

## 5.2.2 Modèle de l'armature

Le logiciel d'ADINA User Interface (AUI) est capable de générer des membrures de 3-D (ou 2-D), puis de les connecter aux éléments solides 3-D (ou 2-D), aux joints d'intersections.

L'AUI fait cette opération pendant la génération des données. Pour chaque ligne de barre, l'AUI trouve les intersections entre la ligne de la barre et les faces des éléments 3-D (ou 2-D). Par la suite, le programme génère les nœuds à ces intersections puis les éléments de treillis qui relient les nœuds successifs. En reliant les nœuds générés avec les éléments solides, AUI définit les équations d'encastrement entre ces nœuds et les coins de face des éléments. Cependant, AUI a quelques restrictions; pour faire des encastrements entre deux éléments différents, ils doivent avoir le même degré de liberté. La figure 5.3 montre la génération d'encastrements entre les coins d'un élément solide et un élément treillis



**Figure 5.3** Génération d'encastrements entre les coins d'un d'élément solide et un élément de treillis

### 5.3 Modélisation des éléments de dalles

Toutes les dalles testées dans le cadre de ce programme de recherche sont modélisées avec le logiciel d'éléments finis ADINA excepté la dalle D-V3. Cette dernière n'a pas été modélisée vu qu'elle a des barres d'armatures à surface lisse.

#### 5.3.1 Le béton

Le béton est modélisé avec le logiciel ADINA comme étant un élément solide en 3-D. Le nombre de nœuds pris pour cet élément est de 27 comme montré aux figures 5.4 et 5.5.

Les hypothèses des éléments finis basiques pour :

Les coordonnées sont :

$$x = \sum_{i=1}^{27} h_i x_i \quad y = \sum_{i=1}^{27} h_i y_i \quad z = \sum_{i=1}^{27} h_i z_i$$

Les déplacements sont :

$$u = \sum_{i=1}^{27} h_i u_i \quad v = \sum_{i=1}^{27} h_i v_i \quad w = \sum_{i=1}^{27} h_i w_i$$

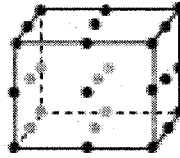
Où

$h_i(r,s,t)$  = fonction d'interpolation du nœud  $i$

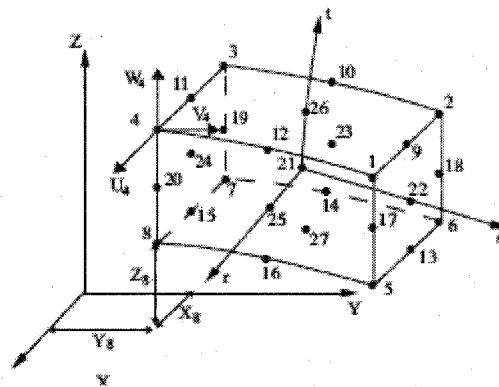
$r, s, t$  = coordonnées iso-paramétriques

$x_i, y_i, z_i$  = coordonnées de point nodal

$u_i, v_i, w_i$  = déplacements de point nodal



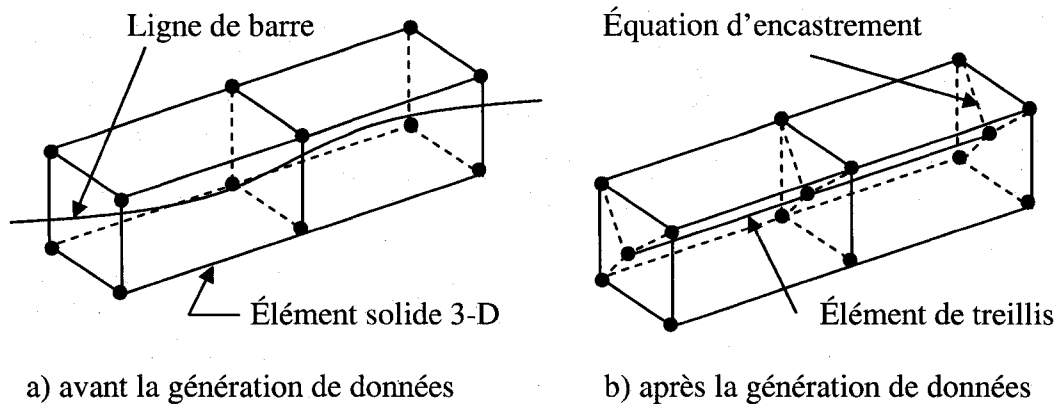
**Figure 5.4** Élément à 27 nœuds



**Figure 5.5** Conventions utilisées pour les coordonnées et les déplacements nodaux de l'élément solide 3-D

### 5.3.2 Les barres d'armature

Les barres d'armature des dalles modélisées sont prises comme des éléments de barres (*rebar elements*). Il suffit de déterminer ensuite leurs localisations pour que le logiciel génère les nœuds d'intersection avec les éléments solide en 3-D du béton. Le logiciel définit, après cette étape, les équations d'encastrement entre les nœuds générés et les nœuds des coins des éléments 3-D. La figure 5.6 montre les encastremements de l'élément barre par ADINA. Chaque barre a une section équivalente à celle de la barre qu'elle représente.



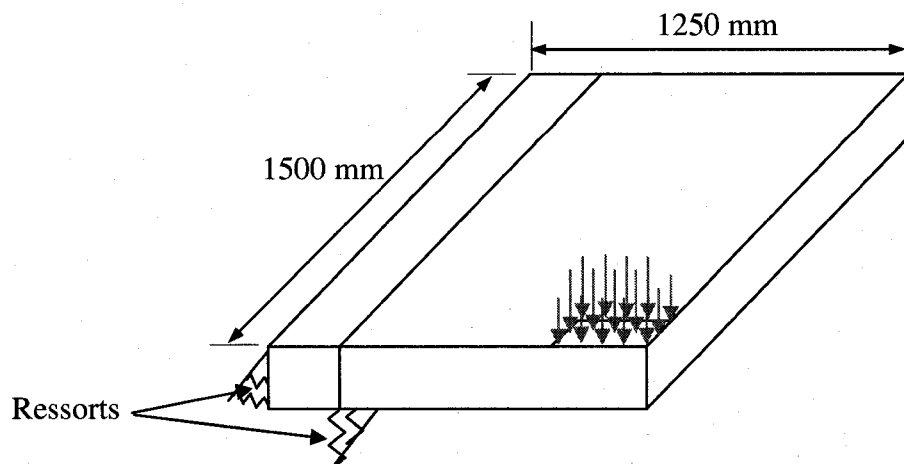
**Figure 5.6** Éléments solide 3-D, barre en 3-D de treillis

## 5.4 Validation du modèle

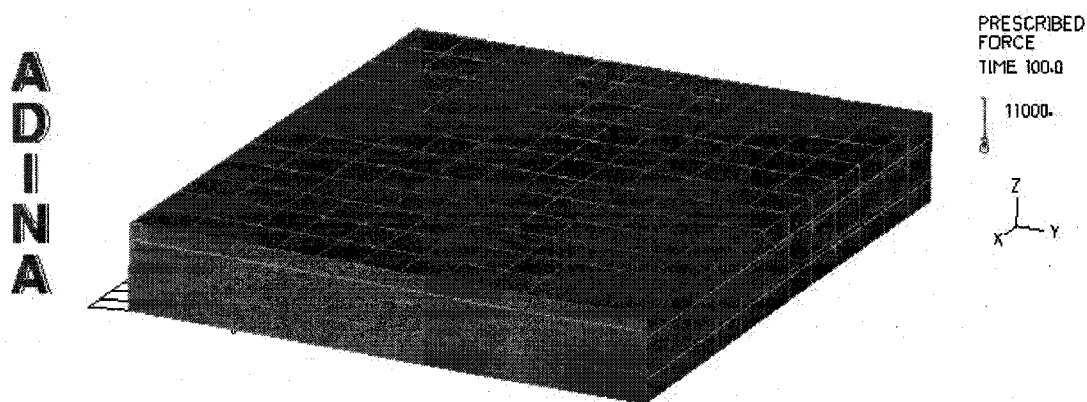
Vu la symétrie de la géométrie, le chargement et les conditions aux limites des dalles testées, seul un quart de la dalle est modélisé. Pour des fins de modélisation, le quart de dalle est divisé en deux volumes. Les poutres supports ainsi que les diaphragmes sont modélisées avec des ressorts ayant une rigidité équivalente. La charge concentrée au centre des dalles est modélisée avec des forces nodales distribuées sur un nombre de nœuds dont la surface est équivalente à la surface de la charge appliquée sur le quart de la dalle ( $125 \times 300$  mm). La figure 5.7 illustre un quart d'une dalle de tablier modélisé avec ADINA.

Le premier modèle est calibré en utilisant les résultats de l'essai de la dalle G-S3 testée par El-Gamal (2005). Le maillage pris est suffisant pour fournir des résultats numériques assez comparables à ceux obtenus expérimentalement. Ce maillage a permis de diviser l'épaisseur de la dalle en trois parties et la largeur et longueur sur douze mailles ce qui donne  $3 \times 12 \times 12$  éléments 3-D. Le chargement est appliqué graduellement sur les nœuds. La figure 5.8 illustre le maillage du quart de la dalle modélisé, ainsi que les forces nodales. Un autre facteur est pris en compte pour faire le maillage, en l'occurrence la taille du fichier des résultats et par conséquent, une diminution du temps nécessaire pour résoudre le fichier. Le modèle final est adopté à chaque dalle selon ses propriétés (type et taux d'armature, résistance à la compression du béton, épaisseur). Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0,2 pour toutes les dalles.

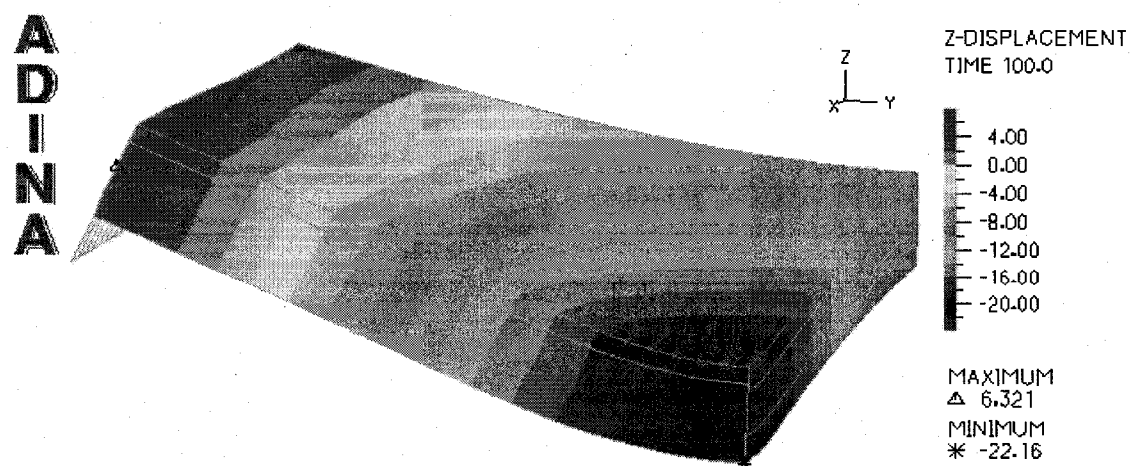




**Figure 5.7** Quart de dalle modélisé avec ADINA



**Figure 5.8** Maillage du quart de la dalle S-G3



**Figure 5.9** Déflexion du quart de la dalle S-G3 avant la rupture

## 5.5 Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux

### 5.5.1 Introduction

Après avoir validé le modèle de la dalle G-S3, il a été fixé et adopté pour chaque dalle selon ses propriétés. La résistance à la traction, le module d'élasticité ainsi que la résistance à la compression de chaque béton sont déterminés expérimentalement. Le tableau 5.1 résume les propriétés de chaque dalle. Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0,2 pour toutes les dalles.

**Tableau 5.1** Propriétés des dalles modélisées par éléments finis

Dalle	Barres d'armature			Béton		
	Type	Résistance à la traction $f_u$ (MPa)	Module d'élasticité $E$ (GPa)	Résistance à la compression $f'_c$ (MPa)	Résistance à la traction $f_r$ (MPa)	Module d'élasticité $E$ (GPa)
D-V1		733,8	42,3	35,2	2,8	21,5
D-V2		733,8	42,3	35,2	2,8	21,5
D-V4	PRFV	778,5	41,6	64,8	3,8	35
D-V5		778,5	41,6	53,2	3,4	35
D-V6		769	41,0	53,2	3,4	35
D-C	PRFC	1444	122	40,3	3,1	27
D-Ac	Acier	453	200	42,3	3,1	30

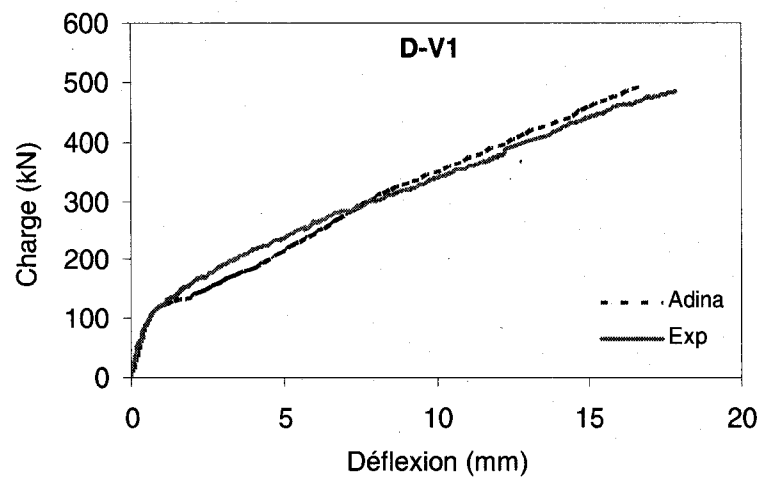
La comparaison des résultats expérimentaux et des résultats numériques est faite en termes de charges de rupture, fissuration, déflexion, et déformation des barres d'armature.

### 5.5.2 Comportement en déflexion et charge de rupture

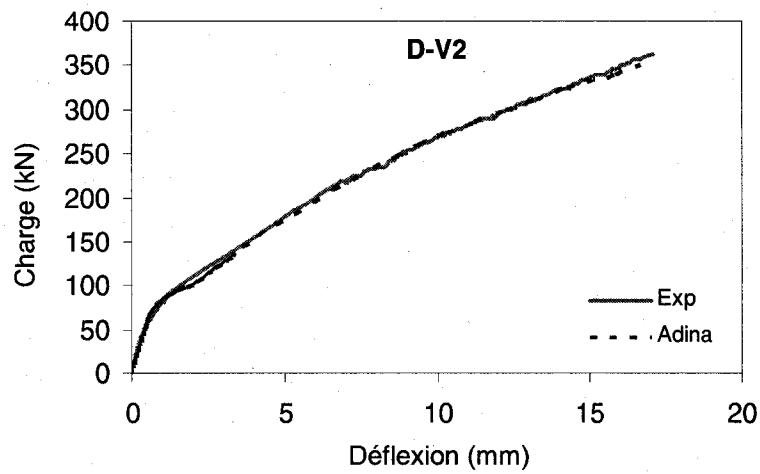
Les charges de rupture obtenues à l'aide du logiciel ADINA concordent bien avec celles obtenues expérimentalement. L'écart ne dépasse pas 3 % pour toutes les dalles. On note aussi que, les charges de fissuration analytiques sont en bonne concordance avec celles obtenues expérimentalement (96 % d'exactitude).

Quant à la déflexion maximale, l'écart entre la valeur numérique et expérimentale ne dépasse pas 7 %. Le comportement charge-déflexion des dalles modélisées avec ADINA est identique à celui obtenu expérimentalement. La figure 5.10 illustre la comparaison entre les courbes

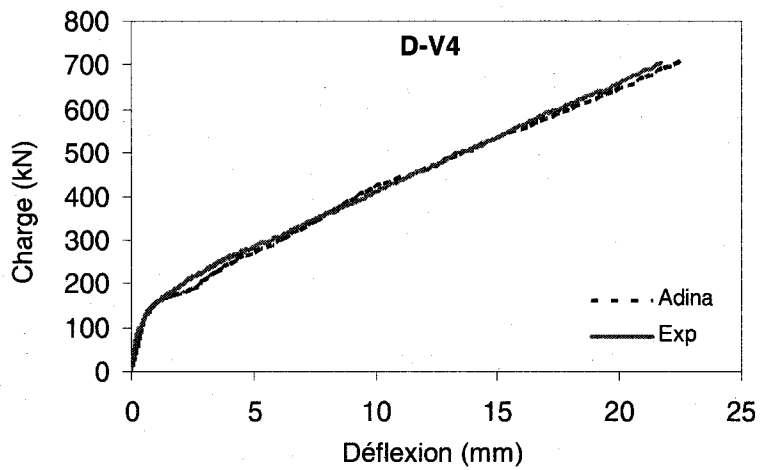
charge-déflexion maximale, numérique et expérimentale, pour chaque dalle. Puisque le logiciel ADINA génère des encastres entre les barres d'armature et le béton (solide 3-D), l'adhérence entre les deux est parfaite. Cependant, on remarque à partir des figures 5.10 a, d et, c que les courbes expérimentales charge-déflexion des dalles D-V1, D-V5 et D-V6 se déclinent légèrement, vers la fin, par rapport à leurs homologues numériques. Ceci est dû au glissement des barres pendant les essais.



a)

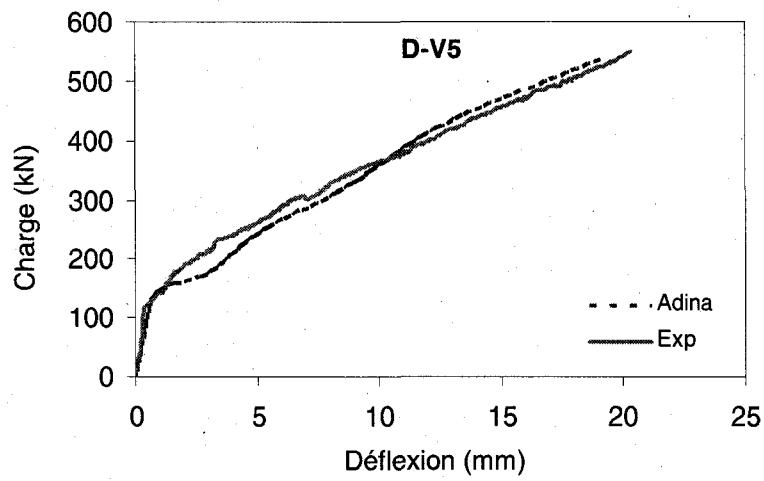


b)

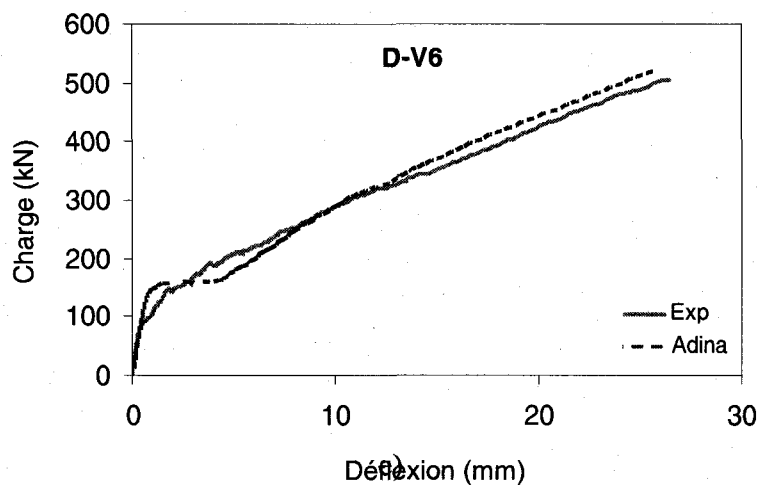


c)

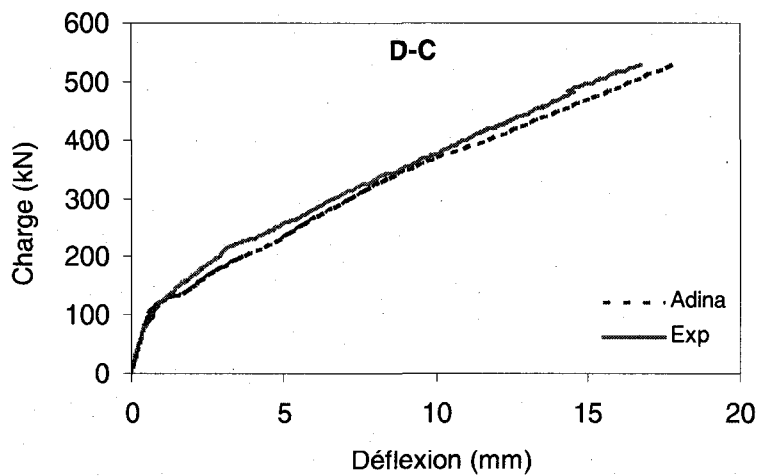
**Figure 5.10** Courbes charge-déflexion maximale, numérique et expérimentale, des dalles a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, f) D-C, et g) D-Ac



d)



e)



f)

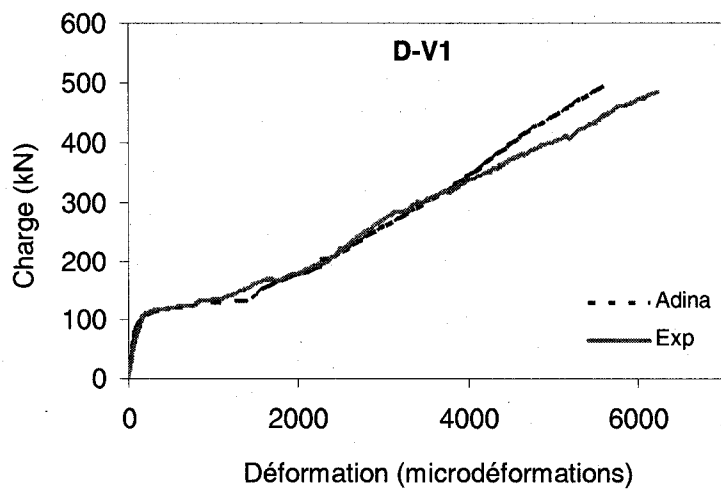
**Figure 5.10** (suite) Courbes charge-déflexion maximale, numérique et expérimentale, des dalles a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, et f) D-C.

### 5.5.3 Déformations dans les barres d'armature

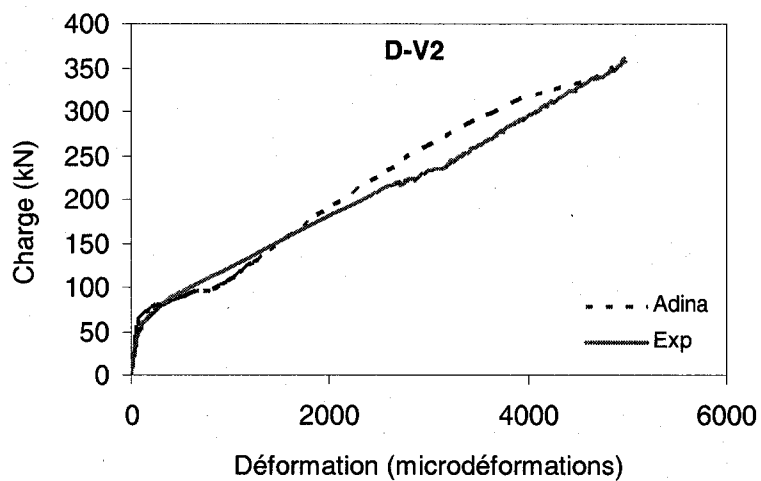
Les déformations maximales dans les barres d'armature, des dalles modélisées avec le logiciel ADINA, sont celles des barres se trouvant dans l'armature transversale de l'assemblage inférieur. Ces barres se trouvent à l'extérieur de la surface chargée. Expérimentalement, ce sont les mêmes barres qui ont les plus importantes déformations. La figure 5.11 illustre les courbes charge-déformation maximale de l'armature transversale des dalles du tablier en béton armé de PRF, obtenues numériquement et expérimentalement. À partir des figures, on remarque qu'il y a une très bonne concordance entre les déformations numériques et expérimentales excepté pour la dalle D-V6. Le glissement partiel des barres d'armature de cette dernière dalle, du au faible taux d'armature (0,35 %), est la cause principale de cette différence. Cependant, dans le modèle numérique, l'adhérence entre les barres et le béton est considérée parfaite.

Dans la plupart des modèles numériques, la déformation de l'armature transversale de l'assemblage inférieur a lieu à un niveau de charge légèrement élevé par rapport aux dalles testées. Ceci est attribué à l'existence de quelques microfissures dans les dalles de tabliers (du au retrait du béton, au transport des dalles au laboratoire et à la fixation de ces dalles sur le dispositif d'essai). À la rupture, l'écart entre les déformations numériques et expérimentales ne dépasse pas 10 %. Cependant, au niveau de la charge à l'état limite ultime, l'écart est minime. Pour ces deux niveaux de charge, la dalle D-V6 est exclue de la comparaison, vu que l'écart est très important (plus de 40 %).

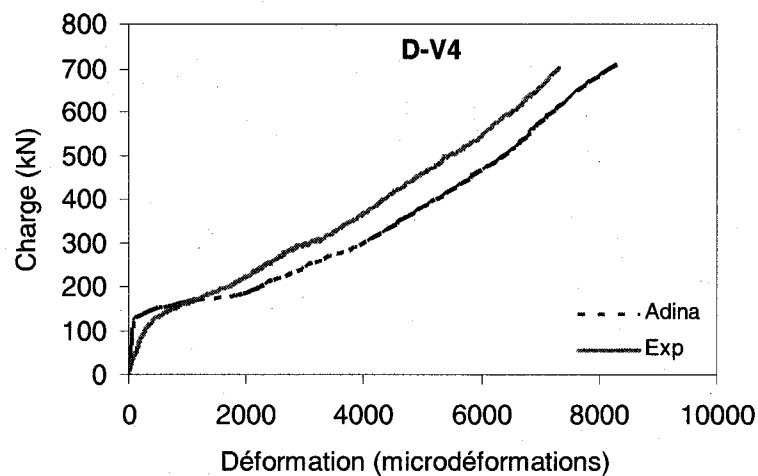
Le Tableau 5.2 donne un sommaire des résultats des essais expérimentaux et analytiques des dalles discutées auparavant.



a)

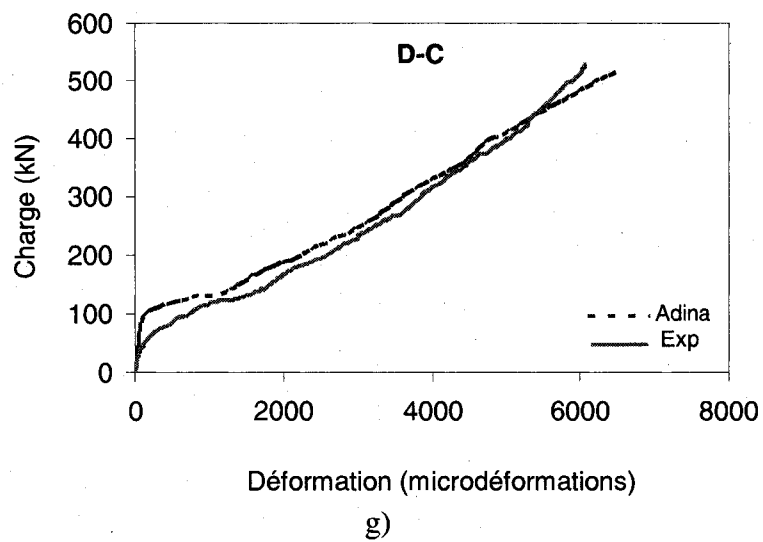
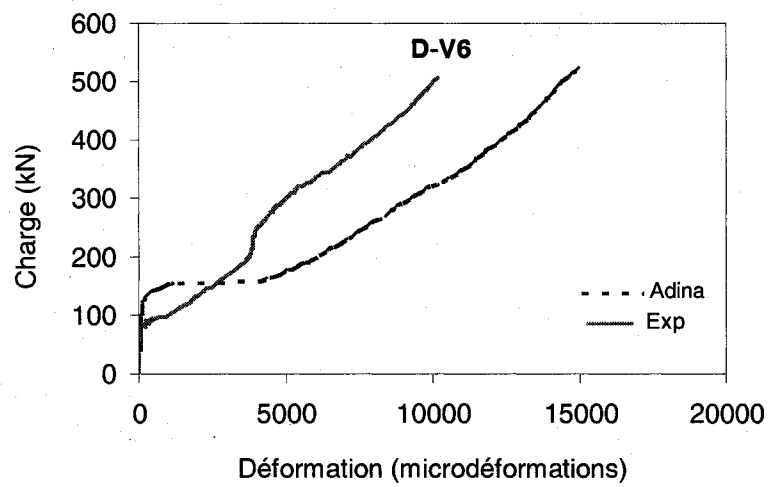
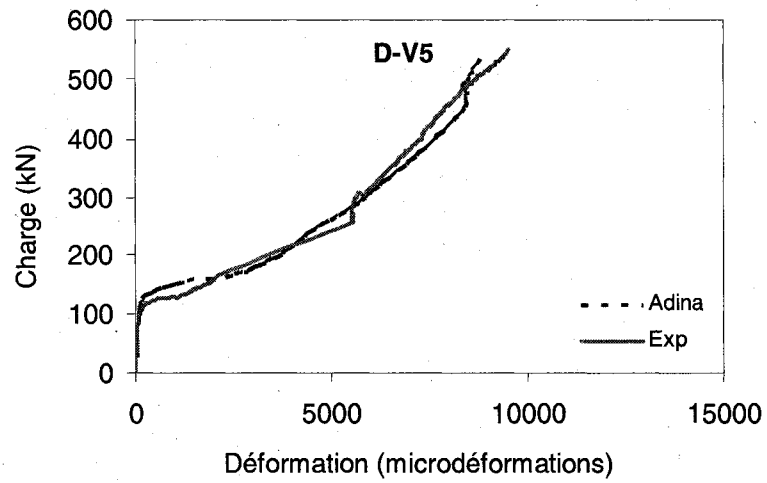


b)



c)

**Figure 5.11** Courbes charge-déformation d'armature maximale, numérique et expérimentale, des dalles : a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, et f) D-C



**Figure 5.11** (suite) Courbes charge-déformation d'armature maximale, numérique et expérimentale, des dalles : a) D-V1, b) D-V2, c) D-V4, d) D-V5, e) D-V6, et f) D-C.



**Tableau 5.2** Sommaire des résultats expérimentaux et analytiques

Dalle	Capacité portante (kN)		Charge de fissuration (kN)			Déflexion max à la rupture (mm)			Déformation max d'armature (microdéformations)		
	Exp *	E.F.**	F.E/Exp	Exp *	E.F.**	F.E/Exp	Exp *	E.F.**	F.E/Exp	Exp *	E.F.**
D-V1	484	495	1,02	115	115	1,00	17,8	16,8	0,94	6224	5610
D-V2	362	351	0,97	107	108	1,01	71,1	16,7	0,98	4972	4870
D-V4	710	712	1,00	130	130	1,00	21,7	22,6	1,04	7331	8330
D-V5	530	549	1,03	115	130	1,13	20,3	19,6	0,97	9534	8780
D-V6	506	524	1,03	98	124	1,26	26,4	25,8	0,98	10478	15050
D-C	530	531	1,00	117	118	1,01	16,7	17,9	1,07	6800	6520

\* Résultats expérimentaux

\*\* Résultats analytiques

### 5.5.4 Conclusions partielles

La méthode des éléments finis est une des meilleures alternatives pour avoir des résultats aussi fiables et exactes que les essais expérimentaux. Pour ces fins, les dalles de tabliers de ponts en béton à confinement interne armées de PRF testées dans le cadre de cette recherche sont modélisées avec le logiciel ADINA 8.2. La dalle D-V3 est exclue de la modélisation. Seulement un quart de chaque dalle est modélisé du à la symétrie des conditions aux limites (encastremements) et du chargement appliqué. Les résultats de la modélisation sont en très bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Quelques conclusions peuvent être tirées de cette modélisation :

- 1- Les modèles numériques ont donné des charges de fissuration avec une très bonne précision, exceptée pour la dalle D-V6 où la valeur donnée par le logiciel ADINA dépasse de 26 % la valeur expérimentale.
- 2- Les charges de ruptures données par la modélisation numérique sont en bonne concordance avec celles obtenues expérimentalement. La différence entre les valeurs ne dépasse pas 3 %.
- 3- Pour la plupart des dalles, le comportement charge-déflexion numérique est semblable à celui obtenu expérimentalement. À la rupture, l'écart entre les déflexions expérimentale et numérique ne dépasse pas 7 %.
- 4- Les déformations dans les barres d'armature suivant la direction principale obtenues numériquement ne sont pas d'une précision semblable à celles de la déflexion, mais elles sont acceptables. Quant à la dalle D-V6, les déformations numériques dépassent de 44 % celles des déformations expérimentales. Ceci est attribué toujours au glissement des barres lors de l'essai. Les comportements charge-déformation, numérique et expérimental, des barres d'armature longitudinale sont aussi similaires.
- 5- La modélisation par éléments finis des dalles testées expérimentalement a donné des résultats en très bon accord avec les résultats expérimentaux. Ceci confirme que le travail expérimental peut être simplifié par un travail numérique pour sauver du temps et de l'argent.

# CHAPITRE 6

## CONCLUSIONS

### 6.1 Introduction

Dans le cadre de la présente thèse, le comportement de dalles de ponts à confinement interne en béton armé de PRF (carbone et verre) a été étudié. Les travaux de recherche comportent des études expérimentales et des études numériques. Les études expérimentales consistaient à tester huit dalles de ponts en béton armé avec différents types de barres (PRFV, PRFC, et acier). En plus, le taux d'armature, la résistance à la compression du béton et l'épaisseur des dalles font partie des paramètres étudiés. Toutes les dalles avaient 3000 mm de longueur et 2500 mm de largeur. Quant à l'épaisseur, sept des huit dalles avaient 175 mm et la huitième avait 150 mm. Les huit dalles étaient supportées par des poutres métalliques espacées de 2000 mm axe-à-axe et soumises à une charge statique concentrée sur une aire de contact de 600 mm x 250 mm afin de simuler une charge de roue d'un camion conformément au Code canadien sur le calcul de ponts routiers (CAN/CSA-S6-2006).

Les études numériques consistaient à développer un modèle par éléments finis pour analyser et prédire le comportement des dalles de ponts testées dans le cadre de cette thèse. En effet, le modèle par éléments finis a été appliqué pour les dalles testées expérimentalement dans le but de vérifier sa concordance et la convergence des résultats.

Les principales conclusions qui ressortent de ce travail de recherche sont :

### 6.2 Études expérimentales

#### 6.2.1 Effet de l'épaisseur de la dalle

Afin d'étudier l'effet de l'épaisseur des dalles de ponts, deux dalles ont été préparées et testées dans le laboratoire. L'épaisseur de ces dalles était de 175 et 150 mm pour les dalles D-V1 et D-V2, respectivement. Les résultats ont été comparés avec ceux d'une troisième dalle (G-S3) ayant 200 mm d'épaisseur. Cette dernière a été testée par El-Gamal (2005). Les trois dalles avaient les mêmes taux d'armature soit 1,2 % dans la direction transversale inférieure et 0,6 % pour le reste de l'armature (armature longitudinale du lit inférieur et armatures

transversale et longitudinale du lit supérieur). Les résultats obtenus conduisent aux observations suivantes:

- 1- L'épaisseur de la dalle n'a pas d'effet sur le mode de rupture. En effet, les trois dalles testées ont rompu par poinçonnement. Les charges de rupture dépassent largement la charge à l'état limite ultime (208,25 kN) spécifiée par le code Canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-2006). Les capacités portantes étaient de 729, 484, et 362 kN pour les dalles S-G3, D-V1 et D-V2, respectivement.
- 2- La diminution de l'épaisseur de 25 mm de la dalle a engendrée une diminution de 25 % de sa capacité portante. Une diminution de l'épaisseur de 50 mm engendrerait une diminution dans la capacité portante de 44 %, et ce pour une même résistance en compression du béton et un même taux d'armature.
- 3- La réduction de l'épaisseur n'affecte pas la charge de fissuration. Cette dernière était égale à 115 kN pour les dalles G-S3 et D-V1, ce qui est légèrement supérieure à la charge de à l'ÉLUT (110,25 kN). Cependant, la charge de fissuration de la dalle D-V2 était de l'ordre 107 kN.
- 4- La fissuration de la surface supérieure des trois dalles est apparue quand la charge a atteint 70, 83, et 80 % de la charge de rupture des dalles G-S3, D-V1 et D-V2, respectivement.
- 5- À l'exception de la dalle G-S3 qui avait un béton de résistance en compression supérieure à celle des autres dalles, la déflexion maximale (flèche) à la rupture des trois dalles était de même grandeur. La variation de l'épaisseur des dalles ayant un même taux d'armature et même béton n'affecte donc pas la déflexion à l'ultime.
- 6- La dalle D-V2 avait une déflexion de 1,4 mm au niveau de la charge à l'état limite d'utilisation, valeur supérieure à celles mesurées pour deux autres dalles (moins de 1 mm). Ceci démontre l'effet de l'épaisseur de la dalle sur la déflexion à l'ÉLUT.
- 7- Les comportements charge-déformation maximale des barres d'armature des deux dalles ayant des épaisseurs de 150 mm et 175 mm étaient identiques. Ce même constat a été

aussi noté pour les barres d'armature longitudinales du lit inférieur. Donc, l'effet de l'épaisseur de la dalle sur le comportement charge-déformation de l'armature inférieure est négligeable.

- 8- Les déformations maximales des barres d'armature, au niveau de la charge à l'ÉLUT, ne dépassent pas 5 % de la déformation ultime garantie pour les trois dalles. Cependant, au niveau de la charge à l'ÉLUL, la déformation était autour de 15 % pour les trois dalles. À la rupture, elles ont atteint 51, 37 et 29 % de la déformation ultime des barres utilisées dans les dalles S-G3, D-V1, et D-V2, respectivement. Donc, au fur et à mesure que l'épaisseur croît, les déformations maximales des barres deviennent importantes elles aussi.
- 9- Une dalle de pont en béton armé de PRFV ayant 175 mm d'épaisseur et 1,2 % de taux d'armature dans la direction transversale inférieure satisfait les exigences des codes en termes des états limites d'utilisation (fissuration, contrainte dans l'armature et des états limites de rupture (capacité ultime)).

### **6.2.2 Effet du type d'armature**

Afin d'étudier l'effet du type d'armature sur le comportement des dalles de ponts ayant 175 mm d'épaisseur, trois dalles ont été construites et testées. Les trois dalles D-Ac, D-V1 et D-C avaient comme armature des barres d'acier, des barres en PRFV et des barres en PRFC dans la direction transversale inférieure et des barres en PRFV dans le reste des directions, respectivement. Il est à noter que les trois dalles sont constituées d'armature transversale inférieure de rigidité axiale équivalente. Les résultats obtenus de cette série d'essais conduisent aux observations principales suivantes:

- 1- Le type de l'armature (PRFV, PRFC, acier) n'a pas affecté le mode de rupture des dalles testées. En effet, les trois dalles testées ont rompu par poinçonnement.
- 2- Les trois dalles D-Ac, D-V1, et D-C avaient comme charge ultime égale à 550, 484, et 530 kN, respectivement. Ces valeurs sont au moins 2,5 fois plus grandes que la charge à l'état limite ultime,  $P_{ÉLUL} = 208,25$  kN, spécifiée par le code Canadien [CAN-CSA-S6-06].

- 3- Les déformations maximales mesurées dans les barres d'armature de PRFV et PRFC, au niveau de la charge à l'état limite ultime, étaient égales à environ 2470 et 2680 microdéformations, ce qui représente 15 % et 26 % de la déformation ultime garantie de ces barres, respectivement. Les barres d'armature d'acier avaient la même grandeur de déformation, soit 2490 microdéformations.
- 4- Le comportement charge-déformation des barres d'armatures inférieures des deux dalles armées de PRFV et PRFC étaient identiques. À la rupture, les déformations de ces barres étaient nettement inférieures à celle des barres d'armature en acier.
- 5- Les dalles de ponts en béton ayant 175 mm d'épaisseur et armées de PRF ont un meilleur comportement que celles armées d'acier du point de vue de déformation dans l'armature, de fissuration et de déflexion.

### **6.2.3 Effet de la résistance à la compression du béton**

Afin d'étudier l'effet de la résistance à la compression du béton sur la résistance à la rupture par poinçonnement, le comportement de deux dalles D-V1 et D-V4 a été comparé. Les deux dalles avaient le même taux d'armature, soit 1,2 % dans la direction transversale inférieure, et de 0,6 % dans les autres directions. La résistance à la compression du béton était 35,2 et 64,8 MPa, respectivement. En se basant sur les résultats d'essais des deux dalles, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- La capacité portante de la dalle D-V4 était 1,45 fois plus grande que celle de la dalle D-V1. Ceci indique l'effet important de la résistance à la compression du béton sur la capacité portante des dalles de ponts. La capacité portante de la dalle D-V4 était de 704 kN.
- 2- Les comportements charge-déflexion maximale des deux dalles sont similaires. Ceci montre que la résistance du béton n'a pas eu d'effet sur la déflexion des dalles de ponts testées.
- 3- La différence entre les déformations mesurées des barres transversales inférieures dans les deux dalles, au même niveau de charge, était constante et minime et ce jusqu'à la rupture

des dalles. Ceci indique que la résistance à la compression du béton n'a pas d'effet sur le comportement des barres d'armature. La dalle D-V4 avait plus de déformations dans les barres inférieures due à sa capacité portante élevée.

- 4- La dalle D-V4 avait un comportement similaire à celui de la dalle G-S3 testée par El-Gamal (2005), ayant 200 mm d'épaisseur et 49,1 MPa de résistance à la compression du béton, du point de vue de sa capacité portante, ouverture de fissure et déformation dans les barres d'armature. En plus, la dalle D-V4 respecte les exigences du code CHBDC (CAN/CSA-S6-06) en termes des états limites (utilisation et ultime).

#### **6.2.4 Effet d'un taux d'armature principale réduit**

Trois dalles D-V1, D-V5 et D-V6 ont été préparées et testées afin d'étudier le comportement de dalles ayant un taux d'armature, dans la direction principale, inférieur à celui exigé par le code (CAN/CSA-06 2006), soit 1,2 %. Aussi, un béton ayant une résistance en compression de 53 MPa est utilisé. Cette résistance est légèrement supérieure à la résistance en compression de bétons habituellement utilisés dans les ponts routiers au Québec (35-40 MPa). La première dalle D-V1 avait 1,2 % d'armature dans la direction transversale et 0,6 % dans le reste des directions. Un béton ordinaire, ayant 35,2 MPa de résistance à la compression, a été utilisé pour préparer cette dalle. Les deux autres dalles D-V5 et D-V6 avaient le même béton (53,1 MPa) et le même taux d'armature dans toutes les directions, soit 0,35 %, excepté la direction principale. Pour cette dernière direction, le taux d'armature était de 0,7 % pour la dalle D-V5 et 0,35 % pour la dalle D-V6. En se basant sur les résultats des essais effectués sur ces trois dalles, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- La dalle D-V1 avait une capacité portante inférieure à celles des deux autres dalles ayant un béton de 53,2 MPa, et ce malgré qu'elle avait un taux d'armature plus grand. Ceci semble indiquer que le taux d'armature n'a pas d'effet aussi important que celui de la résistance en compression du béton sur la capacité portante d'une dalle de pont à confinement interne. Ce résultat peut s'expliquer par le mode de rupture des dalles qui s'est dans le béton par poinçonnement et non dans les armatures.
- 2- Les trois dalles D-V1, D-V5, et D-V6 ont rompu par poinçonnement quand la charge appliquée a atteint 484, 549, et 506 kN, respectivement. Ces valeurs sont environ 2,5 fois

plus grandes que celle de la charge à l'état limite ultime spécifiée par le code Canadien [CAN/CSA-S6-06].

- 3- Les comportements charge-déflexion des dalles D-V1 et D-V5 étaient pratiquement identiques. Ceci indique que l'augmentation de 51 % de la résistance à la compression du béton (de 35 MPa à 53 MPa) compense une diminution de 41 % du taux d'armature (de 1,2 % à 0,7 % de l'armature inférieure transversale et 0,6 % à 0,35 % de l'armature des autres directions). Par contre une résistance de béton de 53 MPa et un taux d'armature de 0,35 % dans toutes les directions engendre plus de déflexion pour un même niveau de charge, comparé à la dalle D-V1, et en conséquence les déformations deviennent importantes dans les barres dans la direction principale (10200 microdéformations).
- 4- Il est possible de remplacer une dalle de tablier de pont ayant un taux d'armature égal 1,2 % dans la direction principale et un béton ordinaire (35 MPa) par une dalle ayant un taux d'armature inférieure et un béton de résistance plus élevée. Les deux dalles D-V1 et D-V5 respectent les exigences du code CAN/CSA-S6-06 en termes d'états limites (utilisation et ultime)
- 5- Pour prédire la capacité portante ultime d'une dalle de pont ayant un taux d'armature supérieur à 1 %, il est préférable d'utiliser le modèle de calcul proposé par El-Gamal (2005).

### **6.2.5 Effet du recouvrement de sable des barres d'armature en PRF**

Deux dalles de pont dont une armée de barres en PRFV à surface lisse et l'autre armée de barres à surfaces sablées ont été construites et testées afin d'évaluer l'effet de recouvrement de sable. Les deux dalles, D-V1 (armée des barres à surface sablée) et D-V3 (armée de barres à surfaces lisses) avaient les mêmes taux d'armature, soit 1,2 % dans la direction transversale inférieure et 0,6 % dans le reste des directions. En se basant sur les résultats expérimentaux obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- La surface des barres n'a pas affecté le mode de rupture et a eu peu d'influence sur la capacité portante ultime. Les deux dalles ont rompu par poinçonnement. Les capacités portantes obtenues étaient égales à 484 et 444 kN pour D-V1 et D-V3, respectivement,



soit plus de 2,5 fois plus élevées que la charge à l'état limite ultime spécifiée par le code [CAN/CSA-S6-06]

- 2- Le glissement des barres de la dalle armée de barres à surface lisse (D-V3) a eu un effet sur les déformations maximales des barres d'armature. Cette déformation a atteint une valeur de 6224 microdéformations pour la dalle D-V1, comparativement à 4138 microdéformations pour la dalle D-V3.
- 3- Les surfaces des barres d'armature ont un effet direct sur la densité des fissures à la surface en tension des deux dalles. Due à une adhérence plus faible entre les barres lisses et le béton, la dalle D-V3 avait montré peu de fissures sur la surface en tension contrairement à dalle D-V1. Aussi, les ouvertures de fissures étaient plus grandes dans le cas de la dalle D-V3 dû au glissement des barres d'armature. L'ouverture de fissure de la dalle D-V3 au niveau de la charge limite d'utilisation était de 0,67 mm, ce qui dépasse la limite de 0,5 mm spécifiée par les codes et guides de conception en usage [ACI 440.1R-06 2006 ; CAN/CSA-S6-06]. L'ouverture de fissure à la charge limite ultime était de 0,4 et 1,34 mm pour les dalles D-V1 et D-V3, respectivement. À la rupture des dalles, ces valeurs atteignaient 1,33 et 8,55 mm pour D-V1 et D-V3, respectivement.
- 4- La dalle D-V3 armée de barres à surface lisse ne répondait pas aux exigences du code (CSA-S6-06) en terme de limite d'utilisation. Donc, les barres d'armature à surface lisse ne devraient pas être utilisées pour armer les dalles de tabliers de ponts à confinement interne.

### **6.3 Études numériques**

Les dalles de ponts en béton armé de PRF testées dans le cadre de cette thèse ont été modélisées avec le logiciel ADINA 8.2. Les résultats de la modélisation étaient en très bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Quelques conclusions peuvent être tirées des analyses numériques effectuées :

- 1- Les charges de rupture données par le modèle numérique étaient en bonne concordance avec celles obtenues expérimentalement. La différence entre les valeurs numériques et

expérimentales ne dépassait pas 3 %. Les charges de fissuration ont été enregistrées avec une très bonne précision, exceptée pour la dalle D-V6 où la valeur donnée par ADINA dépasse de 26 % la valeur expérimentale.

- 2- Pour la plupart des dalles testées, le comportement charge-déflexion obtenu par éléments finis était semblable à celui obtenu expérimentalement. À la rupture, l'écart entre les déflexions expérimentale et numérique ne dépassait pas 7 %.
- 3- On peut conclure que la modélisation par éléments finis des dalles testées a donné des résultats en très bon accord avec ceux obtenus expérimentalement. Le modèle numérique constitue donc un bon outil pour l'évaluation du comportement sous charges de dalles en béton armé de PRF.

## **6.4 Recommandations pour des études futures**

Suite au travail effectué dans le cadre de cette thèse, les recommandations suivantes peuvent être faites :

- 1- Faire des essais sur des dalles continues de tablier à confinement interne en béton armé de PRFV ayant 175 mm d'épaisseur ou plus afin de mieux cerner leur comportement sous chargement statique et dynamique.
- 2- On suggère de tester des dalles de ponts armé de barres en PRFV à surface sablée pour l'armature principale inférieure et à surface lisse pour l'armature supérieure.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO (2004). "Standard specifications for highway bridges." 3<sup>rd</sup> Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.

ACI (1995). "State-of-the-art report on fibre reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures.", ACI 440R-96, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

ACI 318-95 (1995). "Building code requirements for reinforced concrete", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI 440 (1996). "State-of-the-art report on FRP fibre reinforced plastic reinforcement for concrete structures." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI 440.3R-04 (2004). "Guide test methods for fibre reinforced polymer (FRP) for reinforcing or strengthening concrete structures." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 41 pp.

ACI 318-05 (2005). "Building code requirements for reinforced concrete." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 427 pp.

ACI 440.1R-06 (2006). "Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 27 pp.

ADINA Version 8.2 (2004), "Online Help: Theory and Modeling Guide" V1. September 2004. [www.adina.com](http://www.adina.com)

Ahmad, S.H., Zia, P., Yu, T., and Xie, Y. (1993). "Punching shear tests of slabs reinforced with 3-D carbon fiber fabric." Concrete International, Vol. 16, No. 6, pp. 36-41.

Andra, H. (1982). "On the strength of support regions of flat slabs", Thesis presented to the Univ. of Stuttgart, at Stuttgart, Germany, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Engineering (in German).

Bakht, B. et Lam, C. (2000). "Behaviour of transverse confining systems for steel-free deck slabs." ASCE, Journal of Bridge Engineering, Vol. 5, No. 2, pp. 139-147.

Banthia, N., Al-Asaly, M., et Ma, S. (1995). "Behavior of Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Plastic Grid." ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 7, No. 4, pp.643-652.

Batchelor, B., Hewitt, B., Csagoly, P., and Holowka, M. (1978). "Investigation of the ultimate strength of deck slabs of composite steel/concrete bridges." Transportation Research Record, No.66, transportation research board, national research council, Washington, D.C.

Benmokrane, B., and Rahman, H., (editors) (1998). "Durability of fibre reinforced polymers (FRP) composites for construction." Proceedings of the First International Conference (CDCC-98), Quebec, Canada, 692 pp.

Benmokrane, B., and El-Salakawy, E. (2002). (Editors) "Proceedings of the 2<sup>nd</sup> international conference on durability of fibre reinforced polymer (FRP) composites for construction (CDCC-02)." Montréal, Que., 29-31 may 2002. Department of civil engineering, Université de Sherbrooke. Sherbrooke, Quebec, Canada.

Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Desgagné, G., and Lackey, T. (2004). "FRP bars for bridges." *Concrete International*, Vol. 26, August 2004.

Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Gamal, S., and Sylvain, G. (2005). "Construction and testing of Canada's first concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars: Val-alain bridge on highway 20 east." *ASCE, Journal of Bridge Engineering*.

Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Ragaby, A., and Lackey, T. (2006). "Designing and testing of concrete bridge decks reinforced with glass FRP bars." *ASCE, Journal of Bridge Engineering*, Vol. 11, No. 2, pp. 169-182.

Bradberry, T.E. (2001). "Concrete bridge decks reinforced with fiber reinforced polymer bars." *Transportation Research Record 1770*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 94-104.

Braimah, A., Green, M., and Soudki, K. (1998). "Polypropylene FRC bridge deck slabs transversely prestressed with CFRP tendons." *ASCE, Journal of Composites for Construction*, Vol. 2, No. 4, pp. 149-157.

British Standards Institution (1997). "Structural use of concrete, BS 8110: Part 1- code of practice for design and construction." London, 172 pp.

CAN/CSA-S6-06, (2006). "Canadian highway bridge design code", Canadian standard association, Rexdale, Ontario, Canada.

Clarke, J.L. (1993) "Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete." Published by Blackie & Professional, an Imprint of Chapman & Hall, Wester Cleddens Road, Bishopbriggs, Glasgow, 204 p.

CSA-A23.3-04 (2004). "Design of concrete structures for buildings." Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.

CSA-S806-02 (2002). "Design and construction of building components with fibre reinforced polymers." Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, 192 p.

Csagoly, P.F. and Lybas, J.M. (1989). "Advanced design method for concrete bridge deck slabs." *Concrete International*. May, pp. 53-63.

Dorton, R.A., (1976). "The Conestogo River bridge design and testing." Canadian Structural Engineering Conference, Montreal, Quebec, CISC, Toronto, Ont.

El-Gamal, S., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B., (2004). "Behaviour of FRP reinforced concrete bridge decks under concentrated loads." *Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Calgary, Alberta, July 20-23, 2004.

El-Gamal, S. (2005). "Behaviour of Restrained Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with FRP Reinforcing Bars under Concentrated Loads", Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke

El-Gamal, S., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B. (2005). "Construction and testing of Canada's first concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars: Val-Alain bridge." Internal report submitted to the Ministry of Transportation of Quebec (MTQ), 47 pp.

El-Ghandour, A., Pilakoutas, K., and Waldron, P. (1999). "New approach for punching shear capacity prediction of fiber reinforced polymer reinforced concrete flat slabs", ACI Journal, SP 188-13, pp. 135-144.

El-Ghandour, A.W., Pilakoutas, K., and Waldron, P. (2003). "Punching shear behaviour of fiber reinforced polymers reinforced concrete flat slabs: experimental study." ASCE, Journal of Composites for Construction, Vol. 7, No. 3, August, 258-265.

El-Ragaby, A., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B. (2004). "Construction and service performance of concrete bridge decks reinforced with glass FRP bars: Cookshire-Eaton Bridge." Proceedings, International conference on Future Vision and Challenges for Urban Development, Cairo, Egypt, December 20-22.

El-Ragaby, A., (2007). "Fatigue Behaviour of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Glass FRP Reinforcing Bars ", Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke

El-Salakawy, E., Polak, M., and Soliman, M. (1999). "Reinforced concrete slab-column edge connections with openings." ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1, Jan.-Feb., pp. 79-87.

El-Salakawy, E.F., Polak, M.A., and Soliman, M.H. (2000). "Reinforced concrete slab-column edge connections with shear studs." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, No. 2, pp. 338-348.

El-Salakawy, E. (2002). "Flexural behaviour of one-way slabs reinforced with FRP composite bars." Conference of Structural Composites for Infrastructure Applications, Aswan, Egypt.

El-Salakawy, E. and Benmokrane, B. (2002). "Bridge decks reinforced with FRP bars." Conference of Structural Composites for Infrastructure Applications, Aswan, Egypt.

El-Salakawy, E. and Benmokrane, B. (2003). "Design and testing of a highway concrete bridge deck reinforced with glass and carbon FRP bars." ACI Special Publication, field applications of FRP reinforcement: case studies, Detroit, Michigan, September, SP-215-2: pp. 37-54.

El-Salakawy, E., Benmokrane, B., et Desgagné, G. (2003). "FRP Composite Bars for the Concrete Deck Slab of Wotton Bridge." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 30, No. 5, pp. 861-870.

El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2004). "Serviceability of concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer composite bars." ACI Structural Journal, Vol. 101, Sept. 2004.

El-Salakawy, E.F., Benmokrane, B., and Desgagné, G. (2004). "Reply to discussion by Bakht

et al. on FRP composite bars for the concrete deck slab of Wotton bridge." Canadian J. of Civil Engineering, Vol. 31, No.3, pp. 532-533.

Elstner, R. and Hognested, E. (1956). "Shearing strength of reinforced concrete slabs." ACI Structural Journal, Vol. 53, No. 1, pp. 29-58.

Fang, I., Worley, J., Burns, N., and Klingner, R. (1990). "Behavior of isotropic reinforced concrete bridge decks on steel girders." ASCE, Journal of Composites of Construction, Vol. 116, No. 3, March, pp. 659-678.

Fang, I., Tsui, C., Burns, N., and Klingner, R. (1990a). "Fatigue behavior of cast-in-place and precast panel bridge decks with isotropic reinforcement." PCI Journal, May-June, pp. 28-38.

Fang, I., Tsui, C., Burns, N., and Klingner, R. (1990b). "Load capacity of isotropically reinforced, cast-in-place and precast panel bridge deck." PCI Journal, July-August, pp. 104-113.

GangaRao, H., Dougless, N., Pauper, R., Altizer, D.S., Vijay, P.V. (1995) "Thermoset Polymer Performance Under Harsh Environments to Evaluate Glass Composite Rebars for Infrastructure Applications" Spring Convention, ACI, Denver, Colorado, pp 19. 1995

GangaRao, H., Thippesway, H., Kumar, S., and Franco, J. (1997). "Design, construction and monitoring of the first FRP reinforced concrete bridge deck in the United States." In proceeding of the 3<sup>rd</sup> International Symposium (FRPRCS 3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, Oct. 14-16, Vol. 1, pp. 647-656.

Gardner, N. (1990). "Relationship of the punching shear capacity of reinforced concrete slabs with concrete strength." ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, January, pp. 66-71.

Grady, J. C., Kim, J., Whitt, J. H., Burns, N. H., and Klingner, R. E. (2002). "Punching shear behavior of bridge decks under fatigue loading." ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 3, May-June, pp. 257-266.

Guandalini, S. (2005), "Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé", Thèse de doctorat No. 3380 (2005). École polytechnique fédérale de Lausanne. 157p.

Hassan, T., Rizkalla, S., Abdelrahman, A., and Tadros, G. (2000a). "Fibre reinforced polymer reinforcing bars for bridge decks." Can. J. Civ. Eng. Vol. 27, pp. 839-849.

Hassan, T., Rizkalla, S., Abdelrahman, A., and Tadros, G. (2000b). "Design recommendations for bridge deck slabs reinforced by fibre reinforced polymers." ACI SP 188-29.

Hassan, T., Rizkalla, S., Abdelrahman, A., and Rochelle, R. (2004). "FRP bars for concrete bridge decks." Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Calgary, Alberta, July 20-23, 2004.

Hawkins N., Fallsen H., and Hinojosa A. (1971). "Influence of column rectangularity on the behaviour of flat plate structures." ACI SP 30, pp. 127-146.

Hewitt, B. (1972). "An investigation of the punching strength of restrained slabs with particular reference to the deck slabs of composite I-beam bridges." Ph.D. Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario.

Hewitt, B. E. et Batchelor, B., (1975). "Punching shear strength of restrained slabs." ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 101 ST9, Sept., pp. 1837- 1853.

Hon, A., Taplin, G., and Al-Mahaidi, R. (2005). "Strength of reinforced concrete bridge decks under compressive membrane action." ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 3, May-June, pp. 393-401.

Hussein, A. and Rashid, I. (2004). "Two-way concrete slabs reinforced with GFRP bars." Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Calgary, Alberta, July, pp. 20-23.

ISIS-M03-01 (2001). "Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers." The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, ISIS Canada, University of Winnipeg, Manitoba, 81 pp.

Japan Concrete Institute, (editor), (1997a). "Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures." Proceeding of the third International Symposium (FRPRCS-3), Sapporo Japan, Vol. 1, 728 pp.

Japan Society of Civil Engineers, JSCE (1997b). "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre Reinforcing Materials." Concrete Engineering Series 23, Edited by A Machida, 325 pp.

Kassem, C. (2004). "Cracking and load-deflection behaviour of one-way concrete elements reinforced with FRP bars under flexure." Ph.D. Thesis (In French), Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, 171 pp.

Khanna, O., Mufti, A., and Bakht, B. (2000). "Experimental investigation of the role of reinforcement in the strength of concrete deck slabs." Can. J. Civ. Eng. Vol. 27, pp. 475-480.

Kinnunen, S. and Nylander, H. (1960). "Punching of concrete slabs without shear reinforcement." Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. Nr. 158 pp.

Kirkpatrick, J., Rankin, G., and Long, A. (1984). "Strength evaluation of m-beam bridge deck slabs." Structural Engineer, Part B: R&D Quarterly, Vol. 62B, No. 3, pp. 60-68.

Kuang, J. et Morely, C. (1992). "Punching shear behaviour of restrained reinforced concrete slabs." ACI Structural Journal, Vol. 89, No.1, pp. 13-19.

Kuang, J. et Morely, C. (1993). "A plasticity model for punching shear of laterally restrained slabs with compressive membrane action." Int. J. Mech. SCI., Vol. 35, No. 5, pp. 371-385.

Kuang, F., Lee, H., et Chen, R. (1994). "Behaviour of partially restrained slabs under concentrated load." ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 2, pp. 133-139.

Labossière, P. (1993) "Applications présentes et futures des matériaux composites d'avant garde en structures". Réseau MCAPC du Canada, pp 28.

Mallick, P.K. (1988) "Fiber-Reinforced Composites, Materials, Manufacturing, and Design", Departement of Mechanical Engineering, University of Michigan-Dearborn, Michigan, 469 p.



- Masmoudi, R. (1995) "Évaluation expérimentale et théorique du comportement à la flexion de poutres en béton armé de barres composites à base de fibres." Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Département de génie civil, 212 p.
- Marshe, S. et Green, M. (1999). "Punching behaviour of composite bridge decks transversely prestressed with carbon fibre reinforced polymer tendons." *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 26, pp. 618-630.
- Marzouk, H. et Hussien, A. (1991). "Punching shear analysis of restrained high strength concrete slabs." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, pp. 954-963.
- Matthys, S. and Taerwe, L. (2000a). "Concrete slabs reinforced with FRP grids. I: one-way bending." *ASCE, Journal of Composites for Constructions*, Vol. 4, No. 3, pp. 145-153.
- Matthys, S. and Taerwe, L. (2000b). "Concrete slabs reinforced with FRP grids. II: punching resistance", *ASCE, Journal of Composites for Constructions*, Vol. 4, No. 3, pp. 154-161.
- Moe, J. (1961). "Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads." *Development Department Bulletin D47*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Mohamed, K. and Rizkalla, S. (1999). "Behaviour of concrete bridge decks reinforced with FRP." Technical report, ISIS Canada, Univ. of Manitoba.
- Mufti, A. et Newhook, J. (1998). "Punching shear strength of restrained concrete bridge deck slabs." *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, pp. 375-381.
- Nanni, A. and Faza, S. (2002). "Designing and constructing with FRP bars: an emerging technology." *American Concrete Institute ACI Concrete International*, Vol. 24, No. 11, pp. 53-58.
- Nielsen, M. et al., (1978). "Concrete plasticity- beam shear- punching shear- shear in joints." *Danish Soc. For struct. Sci. and Eng.*, Oct., Copenhagen, Denmark.
- NSERC Industrial Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Structures (2003). *Third Progress Report Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada*, pp 55.
- Ospina, C., Alexander, S., and Roger Cheng, J. (2003). "Punching of two-way concrete slabs with fiber-reinforced polymer reinforcing bars or grids." *ACI structural Journal*, Vol. 100, No. 5, pp. 589-598.
- Perdikaris, C. and Beim, S. (1996). "RC bridge decks under pulsating and moving load." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 3, pp. 591-607.
- Petrou, M. and Perdikaris, C. (1996). "Punching shear failure in concrete decks as snap-through instability." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 9, pp. 998-1005.
- Picard, P. (2003) "La recherche se concentre sur la restauration des ponts". *Journal des affaires*, 19 avril 2003, pp 52.
- Pultrall, ADS Composites Group Inc., Thetford Mines, Quebec, Canada.

- Rahman, A., Kingsley, C., and Kobayashi, K. (2000). "Service and ultimate load behaviour of bridge deck reinforced with carbon FRP grid." ASCE, Journal of Composites of Construction, Vol. 4, No. 1, February, pp. 16-23.
- Ralph M. Paroli, Karen K.Y. Liu et Terrance R. Simmons (1999) "*Solution constructive n° 30, Membranes de Couverture en Polyoléfine Thermoplastique*", Institut de Recherche en Construction, Conseil National de Recherché du Canada (CNRC), Décembre 1999.
- Regan, P. (1974). "Design for punching shear." Proceedings, The structural Engineer, London, United Kindom, Vol. 52, No. 6, pp. 197-207.
- Rizkalla, S. et Tadros, G. (1994). "First smart bridge in Canada." ACI Concrete International, Vol. 16, No. 6, pp. 42-44.
- Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. (editors) (1998). "International Conference on Composites for Infrastructures." Proceeding of International Conference on Composite for Infrastructure, Tuscon, Arizona, U.S.A. (Vol.1) 723 p., (Vol) 783 p.
- Shehata, I. et Regan, P. (1989). "Punching in RC slabs." ASCE Journal of Structural Engineering. Vol. 115. No.7, July, pp. 1726-1740.
- El-Gamal, S. (2005). "Behaviour of Retrained Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with FRP Reinforcing Bars under Concentrated Loads", Thèse de doctorat, Département de genie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Steffen, R., Trunfio, J., and Bowman, M. (2001). "Performance of a bridge deck reinforced with CFRP grids in Rollinsford, New Hampshire, USA." Proceedings, CCC 2001, FRP Composites in Construction, Porto, Portugal, Oct. 10-12, J. Figueiras, L. Juvandes and R. Furia, Eds., pp. 671-676.
- Stone D., Nanni, A., and Myers, J. (2001). "Field and laboratory performance of FRP bridge decks." Proceedings, CCC 2001, FRP Composites in Construction, Porto, Portugal, Oct. 10-12, J. Figueiras, L. Juvandes and R. Furia, Eds., pp. 701-706
- Speisser, E. (1994) "Étude sur les propriétés physique-chimiques des tiges d'armatures composites à base de fibres pour les structures en béton". Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, pp182.
- Tadros, G. (2000). "Provisions for using FRP in the Canadian highway bridge design code." ACI Concrete International, Vol. 22, No. 7, pp. 42-47.
- Taylor, R. and Hayes, B. (1965). "Some tests of the effect of edge restraints on punching shear in reinforced concrete slabs." Magazine of Concrete Research, Vol. 17, pp. 39-44.
- Thorburn, J. (1998). "A study of externally reinforced fibre-reinforced concrete bridge decks on steel girders." Ph.D. thesis. Civil Engineering Department, Dalhousie University, Halifax, Nova Scotia.
- Vanderbilt, M. (1972). "Shear strength of flat plates." Proceedings, ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 98, No. 5, May, pp. 961-973.

Wegner, L. et Mufti, A. (1994). "Finite element investigation of fibre-reinforced concrete deck slabs without internal steel reinforcement." CAN. J. CIV. ENG. Vol. 21.

Yost, J. et Schmeckpeper, E. (2001). "Strength and serviceability of FRP grid reinforced bridge decks." ASCE, Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, No.6, pp. 605-612.